

Mag. / Ra 6



* 01-223893+01 *

HANDBUCH
der
INGENIEURWISSENSCHAFTEN
in vier Bänden.

Zweiter Band:
Der Brückenbau.

Herausgegeben
von
Th. Schäffer, Ed. Sonne
und
Th. Landsberg.

Zweite Abteilung.

Zweite, umgearbeitete und vermehrte Auflage.

Leipzig
Verlag von Wilhelm Engelmann
1890.

Der
BRÜCKENBAU.

Handbuch der Ingenieurwissenschaften II. Band.

Zweite Abteilung.

**Die eisernen Brücken im allgemeinen.
Eiserne Balkenbrücken**

bearbeitet von

J. E. Brik, Th. Landsberg und Fr. Steiner,

herausgegeben von

Dr. Th. Schäffer,

Großherzogl. Ministerialrat
in Darmstadt,

Ed. Sonne,

Geh. Baurat, Professor
an der technischen Hochschule in Darmstadt

und

Th. Landsberg

Professor an der technischen Hochschule
zu Darmstadt.

Zweite, umgearbeitete und vermehrte Auflage.

Mit 294 Textfiguren, Sachregister und 21 lithographierten Tafeln.

Leipzig

Verlag von Wilhelm Engelmann

1890.

BRÜCKENBAU

Handbuch der Ingenieurwissenschaften II. Band

Zweite Auflage

Die eisernen Brücken im allgemeinen
Eiserne Balkenbrücken

Alle Rechte, insbesondere das Recht der Übersetzung, sind vorbehalten.

Ed. Simon

Dr. Th. Landberg

Th. Landberg

BTU Cottbus
Uni.-bibl.

K252 01.22 389/e1

Vorwort

zu der zweiten Auflage.

Fast ein Jahr später als beabsichtigt war, erscheint die vorliegende zweite Abteilung unseres Brückenbaus, mit welcher die zweite Auflage des Ganzen nunmehr zum Abschlusse gelangt. Wir hätten diese Verzögerung gern vermieden und brauchen kaum zu versichern, dass Verlagshandlung und Herausgeber viele Mühe aufgewendet haben, dieselbe einzuschränken. In dem Nachstehenden geben wir Andeutungen über die Schwierigkeiten, welche zu überwinden waren, und über die namhaften Erweiterungen, welche die nunmehr erscheinenden Kapitel bei der zweiten Auflage erfahren haben.

Zunächst ist zu bedauern, dass Herr Ministerialrat Dr. Schäffer infolge Überhäufung mit Dienstgeschäften eine Mitwirkung nicht ermöglichen konnte. Sein Nachfolger an der hiesigen technischen Hochschule, Professor Landsberg, ist an seine Stelle getreten.

Zu den einzelnen Kapiteln, von welchen nur das achte, welches die Brückenbahn behandelt, im wesentlichen unverändert geblieben ist, bemerken wir:

1. dass in dem VII. Kapitel einige in der ersten Auflage gebliebene erhebliche Lücken auszufüllen waren. Es handelte sich darum, die angreifenden Kräfte, sodann die Grösse und Zahl der Öffnungen eiserner Brücken und Anderes eingehend zu besprechen. Professor Brik in Brünn stimmte dem betreffenden Plane zu, konnte aber die Ausführung desselben nicht übernehmen; erforderten doch auch die von ihm in erster Auflage bearbeiteten Gegenstände mancherlei Vervollständigungen, welche er zu bewerkstelligen hatte. Wegen des Übrigen wurde zuerst mit Professor Steiner in Prag Verabredung getroffen, welcher den beachtenswerten § 15 nebst Tafel I geliefert hat. Die sonstigen neuen Teile, nämlich § 2—6 (Angreifende Kräfte), § 14 (Grösse und Zahl der Öffnungen), § 16 (Allgemeine Grundlagen für die Anordnung des eisernen Überbaus) und § 22 (Schiefe Brücken und Fächerbrücken) übernahm Professor Landsberg, als Professor Steiner wegen zahlreicher sonstiger Geschäfte eine Entlastung hinsichtlich seiner schriftstellerischen Arbeiten wünschte.

2. Noch durchgreifender als die vorstehend erwähnten, sind die Veränderungen, welche die Behandlung der Theorie der eisernen Balkenbrücken erfahren hat. Die erste Auflage hatte nur die Grundzüge derselben als einen Teil des Kapitels über Konstruktion der Balkenbrücken gebracht. In Hinblick auf die Vervollkommnungen, welche jene Theorie im letzten Jahrzehnt er-

fahren hat und um Übereinstimmung mit der Behandlung der vierten Abteilung zu erzielen, ist nunmehr der Theorie der eisernen Balkenbrücken ein eigenes von Professor Steiner bearbeitetes Kapitel (das neunte) gewidmet worden.

3. Bei dem X. Kapitel, welches die Konstruktion der eisernen Balkenbrücken betrifft, handelte es sich darum, die Brücken mit vollwandigen Trägern in abgerundeter Weise vorzuführen, eine allgemein gehaltene Besprechung der Fachwerksbrücken und eine Besprechung der Arten ihrer Hauptträger aufzunehmen, die Berechnung des Quer- und Längsverbandes zeitgemäs zu gestalten, die Anordnung der Pfeiler zu erörtern, eine Beschreibung derjenigen Bauwerke zu bringen, deren Anordnung und Hauptteile im Atlas dargestellt sind, u. a. m. Längere Zeit hindurch hoffte Herr Professor Steiner diese Erweiterungen und die zeitgemässe Bearbeitung der sonstigen Stellen allein beschaffen zu können, aber seine Arbeiten am Handbuche wurden immer von neuem durch mancherlei Aufträge, nicht selten amtliche, unterbrochen, welche für ihn in hohem Grade ehrenvoll, der Vollendung des vorliegenden Werks aber recht hinderlich waren. Dies führte schliesslich und im Wege freundschaftlicher Verständigung dahin, dass am X. Kapitel ausser ihm noch Professor von Willmann in Darmstadt und die Herausgeber thätig gewesen sind. Im Text sind die betreffenden Stellen nur zum Teil, nämlich da, wo es sich um grössere Beiträge gehandelt hat, kenntlich gemacht.

Bei der Berechnung der Beispiele und bei der Korrektur des Textes ist Professor Steiner von Herrn Privatdocent Wölfel und Herrn Assistent Richard Pollack, beide in Prag, in eingehendster und dankenswertester Weise unterstützt worden.

Gern hätten wir, namentlich in dem X. Kapitel, noch Einiges anders gestaltet; es war aber nötig, die vorliegende Abteilung nun endlich herauszugeben, und wenn der geehrte Leser aus dem Obigen entnimmt, dass es keine leichte Aufgabe gewesen ist, dieselbe zu vollenden, so wird er hoffentlich hiermit manche Unvollkommenheit entschuldigen.

Aus dem Gesagten ist auch ersichtlich, weshalb der Umfang der nunmehr erscheinenden Kapitel bei dieser zweiten Auflage in ansehnlicher Weise gewachsen ist; dieselben erstrecken sich über 34 Bogen Text gegen 18½ Bogen der ersten Auflage und bringen nahezu 300 Textfiguren anstatt 120. Die Zahl der lithographierten Tafeln (jetzt 24) ist um eine vermehrt, es sind aber fast alle Tafeln neu gestochen worden. Wir sind der Verlagshandlung zu besonderem Danke dafür verpflichtet, dass dieselbe alles dies und namentlich eine so bedeutende Vermehrung der Textfiguren entsprechend den aus dem Kreise der Leser geäusserten Wünschen gestattet hat.

Darmstadt, im Februar 1890.

Die Herausgeber.

Handbuch des Brückenbaus.

Übersicht des Inhalts der einzelnen Kapitel.

Bei dem Plane, welcher der ersten Abteilung des Brückenbaues beigelegt ist, wurde Einteilung des Werks in drei Abteilungen in Aussicht genommen; es ist indessen erforderlich geworden, deren fünf zu bilden und die Kapitel in nachstehender Weise einzufügen. Ein früher geplantes Kapitel über theoretische Gewichtsbestimmung der eisernen Brücken musste ausfallen. Näheres ist in dem Vorworte zu der vierten Abteilung angegeben.

Erste Abteilung.

- I. Die Brücken im allgemeinen.
- II. Steinerne Brücken.
- III. Ausführung und Unterhaltung der steinernen Brücken.
- IV. Hölzerne Brücken.
- V. Aquadukt- und Kanal-Brücken.
- VI. Die Kunstformen des Brückenbaus.

Zweite Abteilung.

- VII. Die eisernen Brücken im allgemeinen.
- VIII. Die Brückenbahn.
- IX. Theorie der eisernen Balkenbrücken.
- X. Konstruktion der eisernen Balkenbrücken.

Dritte Abteilung.

- XI. Bewegliche Brücken.

Vierte Abteilung.

- XII. Theorie der eisernen Bogenbrücken und der Hängebrücken.
- XIII. Konstruktion der Hängebrücken.
- XIV. Konstruktion der eisernen Bogenbrücken.

Fünfte Abteilung.

- XV. Eiserne Brückenpfeiler.
 - XVI. Ausführung und Unterhaltung der eisernen Brücken.
-

Inhalts-Verzeichnis

der zweiten Abteilung.

VII. Kapitel.

Die eisernen Brücken im allgemeinen.

Bearbeitet von Joh. E. Brik, ord. ö. Professor an der k. k. technischen Hochschule zu Brünn
und Theodor Landsberg, Professor an der technischen Hochschule zu Darmstadt.

(Hierzu Tafel I und 54 Holzschnitte.)

	Seite
§ 1. Einleitung	1
A. Die angreifenden Kräfte.	
§ 2. Das Eigengewicht der Brücken	4
1. Allgemeines	4
2. Eigengewicht der Fahrbahn bei Eisenbahnbrücken	5
3. Eigengewicht der Fahrbahn bei Strassenbrücken	6
4. Eigengewicht der Fusswege bei Strassenbrücken	7
5. Eigengewicht der Hauptträger	8
6. Formeln für das Eigengewicht der Eisenbahnbrücken	10
7. Formeln für das Eigengewicht der Strassenbrücken	12
8. Einfluss der bei Annahme des Eigengewichts gemachten Fehler	13
§ 3. Die Verkehrslasten der Brücken	16
1. Allgemeines	16
2. Verkehrslast bei Eisenbahnbrücken	17
3. Verkehrslast bei Strassenbrücken	22
§ 4. Der Winddruck	26
§ 5. Die Centrifugalkraft in Kurven	28
§ 6. Verschiedene angreifende Kräfte	29
Litteratur	37
B. Material und Materialwiderstände. Konstruktionselemente.	
§ 7. Allgemeines	39
§ 8. Allgemeine Eigenschaften des Materials mit besonderer Rücksichtnahme auf Elasticität und Festigkeit	40
1. Das Gusseisen	41
2. Das Schweisseisen (Schmiedeeisen)	43
3. Das Flusseisen	52
4. Der Stahl	56
§ 9. Verwendung des Flusseisens und des Flusstahles zu Brückenbauten	61
§ 10. Verhalten von Schweisseisen und Stahl bei wiederholten Anstrengungen. Wöhlers Gesetz. Bauschingers Versuchsergebnisse	67
§ 11. Zulässige Inanspruchnahme des Eisens	73

§ 12.	Eisensorten	84
1.	Bleche	85
2.	Flacheisen	86
3.	Winkelleisen	87
4.	T-Eisen	92
5.	I-Eisen	94
6.	U-Eisen (U-Eisen)	98
7.	Quadrant- und Sextant-Eisen	100
§ 13.	Verbindungsmittel	101
1.	Die Scharnierbolzen	102
2.	Die Schraubenbolzen	102
3.	Die Niete	104
C. Allgemeine Anordnung der eisernen Brücken.		
§ 14.	Grösse und Zahl der Öffnungen	109
1.	Pfeiler aus Mauerwerk, Überbau aus Schmiedeeisen	110
2.	Schmiedeeiserne Pfeiler und schmiedeeiserner Überbau	116
§ 15.	Ermittlung der Grösse und Zahl der Öffnungen mit Hilfe graphischer Darstellungen	119
§ 16.	Allgemeine Grundlagen für die Anordnung des eisernen Überbaues. Hauptbestandteile desselben	121
1.	Hauptkonstruktionsteile der eisernen Überbauten	121
2.	Rücksichten auf die Situation der Brücke	123
3.	Einfluss der Höhenverhältnisse	125
4.	Einfluss der Breite	127
§ 17.	Anordnung der Hauptträger der Eisenbahnbrücken	128
1.	Brücken mit oberliegender Bahn	128
2.	Brücken mit zwischen den Trägern liegender Bahn	139
3.	Einfluss der Fusswege auf die Anordnung der Hauptträger	142
4.	Einfluss der Lage der Bahn auf die Ökonomie der Anlage	142
§ 18.	Anordnung der Brücken für Nebenbahnen	143
§ 19.	Anordnung der Hauptträger der Strassenbrücken	144
§ 20.	Vereinigte Brücken für Strassen und Eisenbahnen	149
§ 21.	Allgemeine Anordnung der Zwischenkonstruktionen	150
§ 22.	Schiefe Brücken und Fächerbrücken	154
1.	Schiefe Brücken	154
2.	Fächerbrücken	158
	Litteratur	159

VIII. Kapitel.

Die Brückenbahn (Fahrbahnen, Fusswege und Geländer).

Bearbeitet von Fr. Steiner, Diplom. Ingenieur, Professor an der deutschen technischen Hochschule zu Prag.

(Hierzu Tafel II und III, sowie 45 Holzschnitte.)

§ 1.	Allgemeines	161
A. Die Fahrbahn.		
I. Eisenbahnbrücken.		
§ 2.	Querschwellen	162
§ 3.	Langschwellen	164
§ 4.	Überführung der Bettung. Brückenbelag	166
§ 5.	Sicherheitsvorkehrungen und Auszugsvorrichtungen	167
II. Strassenbrücken.		
1. Die Brückendecke.		
§ 6.	Konstruktionen in Holz	170
§ 7.	Konstruktionen in Stein und Eisen	174
§ 8.	Entwässerungsanlagen und Schutzvorrichtungen. Endabschlüsse	176

2. Die Brückentafel.

	Seite
§ 9. Druckverteilung durch die Decke auf die Unterlage	177
§ 10. Konstruktionen aus Stein	179
§ 11. Gusseisen	182
§ 12. Belageisen, insbesondere Zores-Eisen	182
§ 13. Wellenblech	185
§ 14. Blech als Kette und Bogen	190

B. Das Fahrbahngerippe.

§ 15. Allgemeines und Berechnungsweise	194
§ 16. Konstruktion der Längsträger und Querträger	202

C. Fusswege, Konsolen und Geländer.

§ 17. Fusswege und Konsolen	205
§ 18. Geländer	211

IX. Kapitel.

Theorie der eisernen Balkenbrücken.

Bearbeitet von Fr. Steiner, Diplom. Ingenieur, Professor an der deutschen technischen Hochschule zu Prag.

(Hierzu Tafel IV bis VII und 97 Holzschnitte.)

§ 1. Vorbemerkungen	213
§ 2. Einflusslinien	216

A. Allgemeine statische und kinematische Theorie des Fachwerks.

§ 3. Grundgleichung	221
§ 4. Kinematische Grunderwägungen	223
§ 5. Kennzeichen statisch bestimmter Systeme	225
§ 6. Kinematische Bedeutung der Einfluss-(Influenz-) Linien	227
§ 7. Statische Ermittlung der Einflusslinien	230
§ 8. Spannungen in statisch bestimmten Systemen. Graphische Methoden	232
§ 9. Rechnungsmässige Ermittlung der Spannungen (Ritters Methode)	236
§ 10. Das statisch unbestimmte Fachwerk	237
§ 11. Formänderungsarbeit (Deformationsarbeit)	240
§ 12. Satz von der gegenseitigen Verschiebung. Berechnung der Durchbiegung	243
§ 13. Mathematische Hilfssätze	246
Litteratur	251

B. Innere Kräfte und Arbeitsgrössen vollwandiger Träger.

§ 14. Allgemeines	253
§ 15. Allgemeine Grundformeln	255
§ 16. Grundformeln des geraden Stabes	256
§ 17. Gesetze der Verschiebungen	263
§ 18. Statisch unbestimmte Systeme	266

C. Äussere Kräfte gerader Träger.

§ 19. Allgemeines	268
-----------------------------	-----

1. Der einfache Balkenträger.

§ 20. Stützendrücke, Transversalkräfte und Momente bei direkter Belastung	269
§ 21. Übersichtliche Darstellung der Transversalkräfte und der Momente bei direkter Belastung	272
§ 22. Transversalkräfte und Momente bei indirekter Belastung	279
§ 23. Ersatz eines Einzellast-Systemes durch eine gleichmässig verteilte Last	283

2. Träger mit schwebenden Stützen (Kragträger).

§ 24. Ermittlung der äusseren Kräfte	290
--	-----

3. Die graphische Behandlung des kontinuierlichen Trägers.

	Seite
§ 25. Die elastische Linie als Seilkurve	291
§ 26. Eigenschaften der Seilpolygone. Fixpunkte	294
§ 27. Allgemeine Konstruktion der Transversalkräfte und Momente für ein beliebig belastetes Feld.	295
§ 28. Konstruktion der Stützenmomente eines belasteten Feldes für spezielle Belastungsfälle	297
§ 29. Einflusslinien. Gefährlichste Belastung	298
§ 30. Graphische Ermittlung der Transversalkräfte und der Momente für stetig bewegte Lasten	300
§ 31. Einfluss der Querträger auf kontinuierliche Balken	302

4. Rechnerische Behandlung des kontinuierlichen Trägers.

§ 32. Methode der Stützendrucke	303
§ 33. Methode der Normalmomente	312
Litteratur	321

D. Besondere Arten der Fachwerksträger.

1. Einfache Träger. Gerade Ober- und Untergurte.

§ 34. Parallel-Träger. Trapez-Träger	324
1. Parallel-Träger. System des rechtwinkligen Dreiecks	324
2. Parallel-Träger mit Netzwerk. System des gleichschenkeligen Dreiecks	326
3. Zusammengesetzte Fachwerke	327
4. Trapez-Träger	331

2. Einfache Träger. Gekrümmte und polygonale Gurte.

§ 35. Parabel-Träger	331
§ 36. Schwedler-Träger.	336
§ 37. Sonstige Trägerformen	339
§ 38. Fachwerk mit Gegendagonalen	343

3. Mehrfaches Fachwerk. Träger mit schwebenden Stützen.
Kontinuierliche Träger.

§ 39. Mehrfaches Fachwerk (Gitterwerk)	346
§ 40. Träger mit schwebenden Stützen	349
§ 41. Kontinuierliche Träger	353
Litteratur	356

E. Nebenspannungen (sekundäre Spannungen).

§ 42. Allgemeines	357
§ 43. Einfluss starrer Knotenverbindungen	358
§ 44. Nebenspannungen für wechselnde Belastung. Näherungsmethoden	364
§ 45. Gelenke	367
§ 46. Querträger einspannung und Windverband	369
§ 47. Einfluss der Temperatur	371
§ 48. Nebenspannungen infolge Veränderung der Höhenlage der Stützen	378
§ 49. Nebenspannungen infolge ungenauer Montierung. Absichtliche Anspannungen	380
Litteratur	382

F. Durchbiegung der Balkenbrücken.

§ 50. Durchbiegung der Vollwandträger	383
§ 51. Durchbiegung der Fachwerksbrücken	385
Litteratur	388

X. Kapitel.

Konstruktion der eisernen Balkenbrücken.

Bearbeitet von Fr. Steiner, Diplom. Ingenieur, Professor an der deutschen technischen Hochschule zu Prag.

(Hierzu Tafel VIII bis XXI und 98 Holzschnitte.)

§ 1.	Geschichtliche Entwicklung der eisernen Balkenbrücken	Seite 389
------	---	--------------

Erster Abschnitt.

Brücken mit vollwandigen Trägern.

§ 2.	Allgemeines.	398
§ 3.	Walzbalken, Zwillingsträger, armierte Balken	400
§ 4.	Blechträger. Ermittlung des Querschnittes	403
§ 5.	Die Blechwand und ihre Versteifung	411
§ 6.	Anordnung und Berechnung der Nietverbindungen	413
§ 7.	Querkonstruktionen und Lager	414
§ 8.	Beispiele	417
	Litteratur.	419

Zweiter Abschnitt.

Brücken mit Fachwerkträgern.

§ 9.	Einleitung	421
------	----------------------	-----

A. Die Hauptträger.

§ 10.	Vergleichende Übersicht der Trägerarten. Einzelträger	426
	I. Träger mit geraden Gurten	426
	II. Träger mit polygonalen Gurten	430
§ 11.	Vergleichende Übersicht der Trägerarten. Träger für mehrere Öffnungen	432

Die Durchbildung der Einzelheiten.

§ 12.	Allgemeine Grundsätze. Niete oder Bolzen	437
§ 13.	Rechnungsmässige Ermittlung der Stabquerschnitte	443
§ 14.	Querschnittsformen der Füllungsstäbe	447
§ 15.	Die Gurtungen der Fachwerksbrücken	451
§ 16.	Theorie des Bolzenanschlusses	454
§ 17.	Theorie des Nietanschlusses	458
§ 18.	Konstruktion der Bolzen-Knoten.	462
§ 19.	Konstruktion der genieteten Knotenpunkte	466
§ 20.	Kreuzungen der Füllungsstäbe	477
§ 21.	Ständer und Portale	478
	Litteratur.	480

B. Quer- und Längsverband.

§ 22.	Allgemeine Betrachtung des Quer- und Längsverbandes	481
§ 23.	Genauere Theorie der Winddruckverteilung. Allgemeiner Vorgang	487
§ 24.	Konstruktion des Quer- und Längsverbandes	492

C. Lager und Pfeiler.

§ 25.	Konstruktion der Lager	497
§ 26.	Lager der Kragträger (Schwebende Stützpunkte)	501
§ 27.	Berechnung der Lager	503
§ 28.	Die Pfeiler	506
	Litteratur.	515

D. Ausgeführte Fachwerksbrücken.

	Seite
§ 29. Europäische Brücken mit Einzelträgern	516
§ 30. Amerikanische Brücken mit Einzelträgern	522
§ 31. Brücken mit kontinuierlichen Trägern	524
§ 32. Brücken mit Kragträgern	527
• Litteratur	532
Berichtigungen zu sämtlichen Abteilungen	538
Sachregister	540

Atlas von 21 Tafeln nebst Inhaltsverzeichnis.

VII. Kapitel.

Die eisernen Brücken im allgemeinen.

Bearbeitet von

Joh. E. Brik,

o. ö. Professor an der k. k. technischen Hochschule zu Brünn

und

Theodor Landsberg,

Professor an der technischen Hochschule zu Darmstadt.

(Hierzu Tafel I und 54 Holzschnitte.)

§ 1. Einleitung.

Das nachstehende Kapitel schließt sich an das erste Kapitel dieses Werkes an, auch wird dasselbe durch letzteres hinsichtlich verschiedener Punkte ergänzt. Es ist angezeigt, dieselben hier namhaft zu machen und weiter diejenigen Gegenstände hervorzuheben, welche behufs einer erschöpfenden Besprechung der eisernen Brücken an dieser Stelle eine ausführlichere Behandlung erfordern als dort.

Die Paragraphen 2 bis 5 des ersten Kapitels haben die Grundzüge der geschichtlichen Entwicklung des Brückenbaus im allgemeinen und des Eisenbrückenbaus im besonderen gebracht und es ist nicht beabsichtigt, auf diesen Gegenstand hier zurückzukommen. Dagegen wird sich bei Besprechung der verschiedenen Arten der eisernen Brücken und bei Besprechung der eisernen Pfeiler Gelegenheit finden, eingehendere Mitteilungen über die Geschichte derselben zu machen.

Der Hauptsache nach unabhängig von dem bei einer Brücke verwendeten Hauptmaterial und aus diesem Grunde hier nicht von neuem zu erörtern sind die folgenden im ersten Kapitel behandelten Punkte:

- die Bemerkungen über die Hauptarten der Brücken, über ihre Benennungen und ihre wesentlichsten Teile (§ 6 des ersten Kapitels),
- die Voruntersuchungen über Verkehr, über Bodenbeschaffenheit, Bodengestaltung und den zu überbrückenden Wasserlauf (§§ 7 und 8 desselben),
- die Besprechung der Lage der Brückenachse und der Brückenbahn, sowie der Breite und der Profilierung der letzteren (§§ 9 und 10, bzw. § 13),
- die allgemeinen Erörterungen über Pfeilerbau und Überbau (§ 14), über Mittelpfeiler (§ 17), über Endpfeiler, Flügel, Brückenrampen und Treppen (§ 18) und über Nebenanlagen (§ 19 des ersten Kapitels).

Alles, was über diese Gegenstände als den eisernen Brücken eigentümlich ergänzend mitzuteilen ist, wird bei geeigneter Gelegenheit in einem der späteren Kapitel Platz finden.

Als für die Kenntnis der Eisenbrücken besonders wichtig ist der die Konstruktionssysteme des Überbaues behandelnde § 15 des ersten Kapitels zu bezeichnen, an welchen sich in § 16 desselben Erörterungen über die Wahl des Konstruktionssystems und des Materials für den Überbau anschließen. Die an erstgenannter Stelle aufgenommenen Untersuchungen gestatten, in nachstehendem von Balkenträgern, Stützträgern und Hängeträgern, sowie von den verschiedenen Formen derselben, von statisch bestimmten und statisch unbestimmten Systemen, von kontinuierlichen Trägern, von Trägern mit freiliegenden Stützpunkten u. s. w. als von bekannten Dingen zu sprechen. Auf die Wahl des Konstruktionssystems für den Überbau werden wir bei Besprechung der einzelnen Brückenarten ergänzend zurückkommen. An dieser Stelle sei bemerkt, daß bei solcher Wahl die Rücksichten auf die äußere Gestaltung des Bauwerks mitunter von großer Bedeutung sind, und es sei daran erinnert, daß der angemessenen Ausbildung der Formen der Brücken ein besonderes, nämlich das VI. Kapitel (Kunstformen des Brückenbaus) gewidmet ist. Dementsprechend werden ästhetische Erwägungen in dieser und den folgenden Abteilungen des Werkes nur vereinzelt Platz finden.

Nummehr sind die Gegenstände namhaft zu machen, welche im ersten Kapitel zwar bereits besprochen sind, für den vorliegenden Zweck aber eingehender untersucht werden müssen. Dies gilt vor allem von den auf den Überbau der Brücken wirkenden Kräften, welchen die Bauwerke mit Sicherheit widerstehen müssen und welche gewöhnlich „angreifende Kräfte“ genannt werden, also von dem Eigengewicht der Eisenbrücken, den Verkehrslasten und anderen weiter unten im einzelnen zu bezeichnenden Kräften. Dieselben bedürften einer nochmaligen und ausführlicheren Behandlung, während wegen anderer verwandter Gegenstände (Einfluß der Temperaturänderungen, Beanspruchung der Pfeiler durch Erddruck, durch Wasser und Eis u. dergl.) auf den § 12 des ersten Kapitels verwiesen werden kann.

Auch die Hauptteile der eisernen Brücken, über welche, wie bereits erwähnt, in § 6 des bezeichneten Kapitels das Notwendige angegeben wurde, sollen zur Abrundung des zu entwerfenden Bildes nochmals und eingehender vorgeführt werden. Ferner bedarf die Besprechung der Zahl und der Größe der Öffnungen, welcher § 11 desselben gewidmet ist, einer Ergänzung, insoweit es sich um angemessene Berücksichtigung der Verminderung der Baukosten der eisernen Brücken handelt. Bedenkt man schließlich, daß das Material derselben und die betreffenden Widerstände in der ersten Abteilung dieses Werkes selbstverständlich nicht zu erörtern waren, so ergibt sich, daß die in nachstehendem zu besprechenden Gegenstände im wesentlichen folgende sind.

A. Angreifende Kräfte.

Die auf den Überbau der Brücken wirkenden Kräfte sind hauptsächlich folgende:

1. das Eigengewicht,
2. die Verkehrslasten,
3. der Winddruck,
4. die Centrifugalkraft in Kurven,
5. verschiedene Kräfte (die bei der Überführung der Lasten auftretenden Stöße u. a.),
6. die Reaktionen der Auflager, gewöhnlich „Stützendrücke“ genannt.

Die unter 6. angeführten Stützendrücke fallen nicht in den Rahmen der nachstehenden Untersuchungen, über diese werden das IX., XI. und XII. Kapitel das Erforderliche bringen. Ferner sei bemerkt, daß die Schwingungen der Brückenträger, welche unter der Einwirkung des Verkehrs mitunter in empfindlicher Weise auftreten, im XIII. Kapitel (s. § 4 desselben) besprochen werden sollen.

B. Material und Materialwiderstände. Konstruktionselemente.

Im Abschnitt B. sind zu erörtern:

- die allgemeinen Eigenschaften der verschiedenen Arten des Eisens mit besonderer Rücksicht auf Elasticität und Festigkeit und auf die Verwendung des Flußeisens und des Stahls bei Brückenbauten,
- das Verhalten der bezeichneten Materialien bei wiederholten Anstrengungen,
- die zulässige Inanspruchnahme des Materials,
- die Eisensorten (Bleche, Flacheisen, Winkelisen u. s. w.),
- die Verbindungsmittel.

Ausgeschlossen von dieser Besprechung und dem XIII. Kapitel überwiesen sind diejenigen Eisensorten, welche vorzugsweise beim Bau der Hängebrücken Verwendung finden, insbesondere der Eisendraht und die Drahtseile.

Insoweit es sich um Prüfungen der Beschaffenheit des Eisens handelt, welche an bestimmten Eisensorten vorzunehmen sind und dementsprechend als ein Teil der Ausführungsarbeiten auftreten, wird sich das XVI. Kapitel an den Abschnitt B., denselben vervollständigend, anschließen.

C. Anordnung der eisernen Brücken.

In diesem Abschnitt wird zunächst die Gliederung dieser Brücken in ihre Hauptbestandteile und sodann dasjenige besprochen werden, was hinsichtlich der Bestimmung der Größe und Zahl der Öffnungen den eisernen Brücken eigentümlich ist.

Sodann ist die Anzahl und die Entfernung der Hauptträger der Eisenbrücken eingehend zu erörtern und über die allgemeine Anordnung der Zwischenkonstruktionen das wesentlichste zu sagen. —

Schließlich sei noch bemerkt, daß von den vorliegenden und den folgenden Abteilungen dieses Werkes die Wasserleitungs- und Kanalbrücken ausgeschlossen sind, weil die betreffenden Eisenkonstruktionen im V. Kapitel bereits Berücksichtigung gefunden haben.

A. Die angreifenden Kräfte.

Von Prof. Th. Landsberg.

§ 2. Das Eigengewicht der Brücken.

1. Allgemeines.

Die Größe des Eigengewichtes einer Brücke ist beim Beginne der Berechnung allgemein nicht bekannt, da dasselbe ja von der erst zu entwerfenden Konstruktion abhängt; einzelne Teile der Brücke, und zwar in den meisten Fällen die schwerst wiegenden, können freilich schon vor der eingehenden Bearbeitung hinreichend sicher festgestellt werden, sodaß auch deren Gewicht mit großer Annäherung ermittelt werden kann. Andere Teile aber, und zwar vor allem die Hauptträger sind in ihren Abmessungen zunächst noch unbekannt. Bei kleinen, ja selbst noch bei mittelgroßen Brücken ist der Einfluß des Hauptträgergewichtes auf die Größe der Querschnitte nicht groß; bei den Brücken mit großen Licht- und Stützweiten ist das freilich anders. Die Grenze dafür ist nicht scharf festgelegt; einiges Licht über diese Frage wird die am Ende dieses Paragraphen unter 8. folgende Untersuchung verbreiten.

Unter allen Umständen aber ist es nötig, bereits beim Beginne der Berechnung wenigstens ungefähr zu wissen, welche Größe das Eigengewicht der fertigen Konstruktion haben wird. Man kann nun mittels theoretischer Untersuchungen und geleitet durch das Studium ausgeführter Bauwerke Formeln aufstellen, welche gestatten, aus den stets bekannten Größen der Licht- und Stützweite, der Breite, der Anordnung der Fahrbahn u. s. w. das Eigengewicht des Überbaues angenähert zu ermitteln.

Je nachdem es sich um eine mehr oder weniger große Annäherung an die Wirklichkeit handelt, wird man auch die besonderen, bei der zu entwerfenden Brücke vorliegenden Verhältnisse mehr oder weniger in Rechnung ziehen, so die Form der Gurtungen der Hauptträger, das Verhältnis der Mittenhöhe der Hauptträger zu deren Stützweite, die Anordnung der Wand (ob Blech oder Fachwerk, bezw. die Art des Fachwerks), die Lage der Fahrbahn (ob hoch oder tief), den Abstand der Hauptträger, die Quer- und Windverstrebung und anderes mehr. Werden alle diese maßgebenden Gesichtspunkte bei Aufstellung der Formeln berücksichtigt, so kann eine recht große Genauigkeit erzielt werden — freilich werden alsdann die Formeln naturgemäß auch kompliziert. Derartige Untersuchungen hat das XIV. Kapitel der ersten Auflage dieses Werkes gebracht; der Leser, welcher sich hierüber näher unterrichten will, wird auf dieselben verwiesen.

In den meisten Fällen handelt es sich jedoch nur um eine ungefähre Annahme des Eigengewichtes, besonders dann, wenn die infolge des Eigengewichtes in den einzelnen Trägerteilen auftretenden Spannungen und daraus die Querschnittsgrößen ermittelt werden sollen; es wird unten nachgewiesen werden, daß bei nicht sehr weit gespannten Brücken selbst ein recht großer Fehler in der Annahme des Gewichtes der Hauptträger — und nur bei diesem sind bei einiger Aufmerksamkeit große Fehler möglich — geringen Einfluß auf die Querschnittsbestimmungen hat. Dann aber em-

pflieht es sich, möglichst einfache Formeln mit wenig Veränderlichen aufzusuchen; um bei Anwendung solcher Formeln sicher zu gehen, wird es zweckmässig sein, nach Vor- nahme der Berechnung und Konstruktion das Eigengewicht auf Grund des vorliegen- den Entwurfes zu ermitteln und falls das gefundene Ergebnis zu sehr von den Annahmen abweicht, eine zweite Berechnung vorzunehmen. Die Querschnitte sind bei der ersten Konstruktion so anzuordnen, dass eine Vergrößerung oder Verringerung derselben ohne Schwierigkeit möglich ist.

Das Eigengewicht des Überbaues setzt sich aus zwei Hauptteilen zusammen: aus dem Gewichte der Fahrbahn nebst Zubehör, und aus dem Gewichte der Hauptträger. Zu dem ersten Teile gehören auch die etwa angeordneten Quer- und Längsträger, welche die Last der Fahrbahn und die Verkehrslast auf die Hauptträger übertragen, die Querversteifungen und Geländer. Die Windverstrebrungen und Fußweg- Kragträger rechnet man bald zum ersten, bald zum zweiten Teile, je nach der Anordnung.

Falls die Entscheidung über die zu wählende Fahrbahnkonstruktion und die Breite der Brücke getroffen ist, kann der erste Teil als eine von der Stützweite (nahe- zu) unabhängige Gröfse angesehen werden. Dagegen ist das Hauptträgergewicht in hohem Mafse von der Stützweite abhängig.

Das Eigengewicht der Brücke wird gewöhnlich in Kilogramm für den laufenden Meter der Brücke angegeben und soll in Folgendem stets mit g bezeichnet werden; g setzt sich also für eine bestimmte Querschnittsform der Brücke aus einem von der Stütz- weite unabhängigen und einem mit der Stützweite veränderlichen Teile zusammen.

2. Eigengewicht der Fahrbahn bei Eisenbahnbrücken.

Das Fahrbahngewicht der Eisenbahnbrücken umfasst

α. das Gewicht des eigentlichen Oberbaues nebst dem des Geländers,

β. das Gewicht der Querversteifungen, Quer- und Schwellenträger.

Je nach der Art der Konstruktion haben diese Gewichte verschiedene Werte. Auch diese Werte sollen, bezogen auf den lfd. m der Brücke, eingeführt werden. Es soll bedeuten:

$$\begin{aligned} g_1 &= \text{Gewicht des eigentlichen Oberbaues, nebst Geländer,} \\ g_2 &= \text{Gewicht des Fahrbahngerippes} \end{aligned} \quad \left. \begin{array}{l} \text{für den lfd. m Brücke} \\ \text{und für ein Gleis.} \end{array} \right\}$$

Man kann setzen:

Gewicht des Oberbaues für den lfd. m Gleis.

I. Fahrbahn auf der Brücke ohne Bettung.		II. Fahrbahn auf der Brücke mit Bettung.	
1.	2.	3.	4.
Schienen auf Holz-Quer- schwellen, welche direkt auf den Haupt- oder Schwel- lenträgern ruhen; zwischen und neben den Schienen Bohlenbelag, 5 bis 6,5 cm stark.	Schienen ohne Querschwel- len auf Haupt- oder Schwel- lenträgern mit Hilfe von Unterlagsplatten befestigt; zwischen und neben den Schienen 6,5 cm starker Bohlenbelag.	Eiserner Lang- oder Quer- schwellen-Oberbau mit 0,35 m im Mittel starker Bekiesung. Fahrbahn tafel aus 5 mm starken Buckelplatten; pro lfd. m Gleis 3 qm Fahrbahn.	Wie bei 3, jedoch die Fahr- bahn tafel aus Trägerwell- blech.
$g_1 =$	450	2250	2500 kg

Um das Gewicht des Fahrbahngerippes zu ermitteln, sind die Gewichte der Quer- und Schwellenträger aufzusuchen. Unter Benutzung der von Winkler (Querkonstruk- tionen der eisernen Brücken, 2. Auflage) durchgeführten Berechnungen der Quer- und Schwellenträgergewichte ergeben sich die in folgender Tabelle zusammengestellten An- näherungswerte von g_2 .

Gewichte des Fahrbahngerippes für den lfd. m Gleis ein- bzw. zweigleisiger Brücken.

Hauptbahnen.

	I. Eingleisige Brücke.		II. Zweigleisige Brücke.	
	1. Fahrbahn oben; Haupt- trägerabstand von Achse zu Achse im Mittel = 3,0 m.	2. Fahrbahn unten; Haupt- trägerabstand von Achse zu Achse im Mittel = 4,5 m.	3. Fahrbahn oben; Abstand der Haupt- trägerachsen von ein- ander = 5,5 m im Mittel.	4. Fahrbahn unten; Abstand der Haupt- trägerachsen von ein- ander = 8,0 m im Mittel.
	Abstand der Querträger voneinander = e .		Abstand der Querträger voneinander = e .	
	kg		kg	
Gewicht der Quer- träger für den lfd. m Gleis . .	$24 + \frac{240}{e}$	$45 + \frac{450}{e}$	$32 + \frac{325}{e}$	$66 + \frac{668}{e}$
Gewicht der Schwell- enträger für den lfd. m Gleis . .	$32 + \frac{32}{e}$	$32 + \frac{32}{e}$	$32 + \frac{32}{e}$	$32 + \frac{32}{e}$
Gewicht des Fahr- bahngerippes für den lfd. m Gleis $g_1 =$	$56 + \frac{272}{e}$	$77 + \frac{482}{e}$	$64 + \frac{357}{e}$	$98 + \frac{700}{e}$
Mittelwerte von $g_1 =$	122	194	150	270

Für normalspurige Nebenbahnen kann man einführen:

Bei tiefer Fahrbahn: $g_2 = 67 + \frac{433}{e}$, Mittelwert $g_2 = 180$ kg,

bei hoher Fahrbahn: $g_2 = 45 + \frac{200}{e}$, Mittelwert $g_2 = 100$ kg.

Das Eigengewicht der Fahrbahn für den lfd. m Gleis soll in der Folge mit a bezeichnet werden; dann ist

$$a = g_1 + g_2$$

aus vorstehenden beiden Tabellen leicht zu ermitteln, sobald die Hauptkonstruktionsverhältnisse festliegen. Man erhält für a die in nachstehender Tabelle aufgeführten Mittelwerte:

Werte von a für den lfd. m Gleis eingleisiger und zweigleisiger Brücken.

	I. Eingleisige Brücke.						II. Zweigleisige Brücke.					
	Schienen auf Holz- querschwellen.		Schienen direkt auf den Längsträgern.		Eiserner Lang- oder Querschwellenober- bau mit 0,35 m starker Bekiesung.		Schienen auf Holz- querschwellen.		Schienen direkt auf den Längsträgern.		Eiserner Lang- oder Querschwellenober- bau mit 0,35 m starker Bekiesung.	
	Fahrbahn oben	Fahrbahn unten	Fahrbahn oben	Fahrbahn unten	Fahrbahn oben	Fahrbahn unten	Fahrbahn oben	Fahrbahn unten	Fahrbahn oben	Fahrbahn unten	Fahrbahn oben	Fahrbahn unten
$a =$	570	650	520	600	2470	2550	600	720	550	670	2550	2670
	kg											

3. Eigengewicht der Fahrbahn bei Straßenbrücken.

Auch hier setzt sich das Gewicht der Fahrbahn aus zwei Teilen zusammen und zwar sind dieselben:

α. Das Gewicht der Fahrbahntafel und Fahrbahndecke;

β. das Gewicht des Fahrbahngerippes (Querträger, Längsträger, Verstrebung).

Wegen der großen Verschiedenheit in der Breite der Straßenbrücken empfiehlt es sich, hier die Gewichte auf den Quadratmeter der Fahrbahn zu beziehen; die Multiplikation des betreffenden Wertes mit der Fahrbahnbreite giebt dann leicht das Gewicht für den laufenden Meter der Fahrbahn.

Nachstehend sind für eine Anzahl üblicher Fahrbahnanordnungen die Gewichte der Fahrbahntafel und Fahrbahndecke aufgeführt; dieselben sollen mit g_1 bezeichnet werden.

1. Doppelter Bohlenbelag¹⁾ aus Eichen- oder Kiefernholz,
10 + 6 cm stark $g_1 = 130 \text{ kg}$
2. Buchenbohlen¹⁾, 8 cm stark, auf eichenen Langschwellen,
welche durch 0,5 m voneinander entfernte Zores-Eisen ge-
tragen werden $g_1 = 170 \text{ kg}$
3. Doppelter Bohlenbelag¹⁾ aus Kiefernholz, 11 + 8 cm stark,
der obere Belag mit eisernen Nägeln beschlagen $g_1 = 237 \text{ kg}$
4. Stahlplatten¹⁾ auf verzinktem Zores-Eisen $g_1 = 180 \text{ kg}$
5. Schotter auf Zores-Eisen, die Fahrbahndecke über höchster
Stelle der Zores-Eisen 0,2 m stark $g_1 = 540 \text{ kg}$
6. Schotter auf Wellblech bezw. Trägerwellblech, sonst wie vor $g_1 = 510 \text{ kg}$
7. Steinpflaster, 14 cm stark, in 12 cm starker Kiesbettung
auf 8 mm starken, hängenden Buckelplatten $g_1 = 750 \text{ kg}$
- 7a. Steinpflaster, wie vor, 10 cm stark, in 6 cm starker Kies-
bettung über den höchsten Stellen der Buckelplatten . . . $g_1 = 530 \text{ kg}$
8. Holzpflaster auf 6 cm starkem Asphaltbeton, über 8 mm
starken, hängenden Buckelplatten, die mit Beton ausge-
glichen sind $g_1 = 420 \text{ kg}$
9. Schotter, 20 cm stark auf Ziegelgewölben, 1 Stein stark,
einschl. des Gewichtes der I-förmigen Walzbalken für die
Gewölbe $g_1 = 920 \text{ kg}$
10. Klette's Fahrbahn, Holzasphaltmasse auf Zores-Eisen . $g_1 = 435 \text{ kg}$
Desgleichen auf Trägerwellblech $g_1 = 320 \text{ kg}$

Das Gewicht des Fahrbahngerippes für den Quadratmeter der Fahrbahn kann angenommen werden:

- Für sehr schwere Wagen $g_2 = 100 \text{ kg}$,
für schwere Wagen $g_2 = 85 \text{ kg}$,
für leichte Wagen $g_2 = 67 \text{ kg}$.

Die vorstehend angegebenen Werte sind Mittelwerte, welche aus den von Winkler (Querkonstruktionen, 2. Aufl.) für Quer- und Längsträger aufgestellten Formeln berechnet sind.

Wenn die Fahrbahntafel (Bohlenbelag, Zores-Eisen, Wellblech u. s. w.) direkt von den Hauptträgern getragen wird, so fällt das Glied g_2 fort.

Nach vorstehendem ist der Wert a , d. h. das Gewicht für den lfd. m der Fahrbahn leicht für jede beliebige Fahrbahnanordnung zu ermitteln. Wenn besondere Fußwege angeordnet sind, so sei deren Gewicht mit in a enthalten.

4. Eigengewicht der Fußwege bei Straßenbrücken.

Auch das Eigengewicht der Fußwege wird zweckmäßig für den Quadratmeter der Fußwegfläche angegeben. Die folgenden Angaben begreifen nur die Gewichte der Fußwegdecke und Fußwegtafel in sich, nicht aber dasjenige des Fußweggerippes.

¹⁾ Centralbl. der Bauverw. 1881, S. 163.

Letzteres kann für den Quadratmeter angenommen werden, wenn die Fußwege außerhalb der Hauptträger, also auf Konsolen ruhen, im Mittel = 45 kg, wenn die Fußwege innerhalb der Hauptträger liegen, nahezu wie oben für leichte Wagen = 65 kg.

Nachstehend sind die Eigengewichte für den Quadratmeter Fußweg für eine Reihe verschiedener Anordnungen zusammengestellt.

A n o r d n u n g.	Gewicht für den Quadratmeter Fußwegfläche		
	ohne das Gewicht des Fußweg- Gerippes kg	einschl. des Gewichtes des Fußweg-Gerippes Fußwege außer- halb der Hauptträger kg	Fußwege zwischen den Hauptträgern kg
1. Einfacher Bohlenbelag aus Eichen- oder Kiefernholz	70	115	135
2. Steinplatten aus Granit, 15 cm stark	400	445	465
3. Asphalt über Beton auf Wellblech bezw. Trägerwell- blech	230	275	295
4. Stehende Tonnenbleche bezw. Buckelplatten, wo- rüber Beton und Asphalt	300	345	365

Bezeichnet man die Eigengewichte für den Quadratmeter Fußwegfläche mit g_0 , so ist für den laufenden Meter Brücke das Eigengewicht von Fahrbahn und Fußwegen:

$$a = B(g_1 + g_2) + b g_0,$$

in welchem Ausdruck

B die Breite der Fahrbahn,

b die Gesamtbreite beider Fußwege bedeutet.

Unter Benutzung vorstehender Angaben kann man leicht für jede Fahrbahn- und Fußweganordnung den Wert von a ermitteln. Beispielsweise ist für 5,5 m breite Fahrbahn, Schotter auf Zores-Eisen, sehr schwere Wagen, 2 je 1,25 m breite Fußwege, welche Asphalt über Beton auf Wellblech zeigen und zwischen den Hauptträgern liegen:

$$a = 5,5(540 + 100) + 2,5 \cdot 295 = 4260 \text{ kg (abgerundet).}$$

5. Eigengewicht der Hauptträger.

Das Eigengewicht der Hauptträger ist in hohem Maße von der Stützweite l abhängig; für vorläufige Überschlüsse, um welche es sich hier nur handelt, kann man dasselbe der ersten oder der ersten und zweiten Potenz der Stützweite proportional annehmen.

Schwedler²⁾ setzt dasselbe $g_h = bl$.

Engesser³⁾ führt ein $g_h = \alpha + \beta l + \gamma l^2$.

b und c bezw. α , β , γ sind Konstante, welche von der gewählten Trägerkonstruktion, der Fahrbahn und verschiedenen anderen Umständen abhängen. Auf Grund theoretischer Untersuchungen erhält Schwedler für b folgenden Ausdruck:

$$b = \frac{A}{B - Al} (a + p).$$

A , B und C sind Konstante, a ist das Fahrbahngewicht für den lfd. m Gleis bezw. Brücke, p die größte Verkehrslast auf den lfd. m Gleis bezw. Brücke.

²⁾ Zeitschr. f. Bauw. 1861, S. 307; 1862, S. 300; 1863, S. 115 u. ff.

³⁾ Zeitschr. f. Bauw. 1878, S. 203 u. ff.

Als Mittelwerte können eingeführt werden:

	I. Für Parallelträger auf zwei Stützen.	II. Für Parabelträger.	III. Für durchgehende Pa- rallelträger mit zwei Öffnungen von gleicher Stützweite l .
$A =$	2,17	2,11	2,09
$B =$	500	530	500
$b =$	$\frac{a + p}{230 - l}$	$\frac{a + p}{250 - l}$	$\frac{a + p}{240 - l}$

Dabei ist das Verhältnis der Höhe zur Stützweite für die Parallelträger unter I. gleich $\frac{1}{8}$, für die Parabelträger (Mittenhöhe zur Stützweite) gleich $\frac{1}{7}$, für die durchgehenden Parallelträger gleich $\frac{1}{10}$ angenommen.

Die Formel unter II. kann für den vorliegenden Zweck auch unbedenklich für Schwedler'sche, Pauli'sche und ähnlich geformte Träger benutzt werden. Je nachdem für $(a + p)$ die Werte, welche sich auf Strafsen- oder Eisenbahnbrücken beziehen, eingeführt werden, erhält man die Ausdrücke für die dort gültigen Größen von b .

a. Hauptträgergewicht für Eisenbahnbrücken.

Die Werte für b sind von a , d. h. dem Fahrbahngewicht für den lfd. m Gleis, und p abhängig; für Brücken, bei welchen die Kiesbettung auf der Brücke nicht vorhanden ist, hat a etwa den Mittelwert 600 kg, für solche mit Bettung auf der Brücke kann $a = 2500$ bis 2600 kg gesetzt werden. Aber auch p ist für verschiedene Stützweiten l verschieden groß einzuführen. Demnach enthält b streng genommen selbst für ein und dasselbe Trägersystem drei Veränderliche: a , p und l . Setzt man für a bzw. 600 kg und 2500 kg, ferner entsprechend der auf S. 21 folgenden Bemerkung

$$\text{von } l = 10 \text{ m bis } l = 50 \text{ m} \quad p = \left(4,2 + \frac{23}{l}\right) \text{ Tonnen,}$$

$$\text{für } l < 50 \text{ m} \quad p = \left(3,1 + \frac{80}{l}\right) \text{ Tonnen,}$$

so ergeben sich die nachstehend zusammengestellten Mittelwerte, welche sich auf ein Gleis und Kilogramm beziehen.

	Frei aufliegende Parallelträger		Parabel-, Schwedler- und Pauli-Träger	
	ohne Bettung auf der Brücke.	mit Bettung auf der Brücke.	ohne Bettung auf der Brücke.	mit Bettung auf der Brücke.
$b =$	30	40	27	36

b. Hauptträger für Strafsenbrücken.

Die große Verschiedenheit der Fahrbahnanordnung, sowie der Belastung bei den Strafsenbrücken hat sehr verschiedene Werte von a und b zur Folge. Für einen bestimmten Fall kann man nach dem Vorstehenden und unter Berücksichtigung der nachstehend angeführten Werte für p leicht die Werte von b ermitteln. Die einigen besonders häufigen Anordnungen entsprechenden Werte von b sollen in folgendem vorgeführt werden.

1. Art der Brücke. Fahrbahnbreite beträgt B Meter.	2. Gewicht der Fahrbahn und des Bahngerip- pes für den Quadratmeter	3. Verkehrslast ⁴⁾ für den Quadratmeter der Fahrbahn	4. b Parallelträger	5. Parabel-, Schwedler- und Pauli-Träger
			bezogen auf Kilogramm.	
I. Landstraßen-Brücken mit doppeltem Bohlen- belag	215	$(360 + \frac{1200}{l})$	$3,36 B$	$3,03 B$
II. Landstraßen-Brücken mit Schotter auf einer Fahrbahntafel aus Zores-Eisen oder Träger- wellblech	610	$(360 + \frac{1200}{l})$	$5,5 B$	$5,0 B$
III. Stadtstraßen-Brücken mit Schotter auf einer Fahrbahntafel wie unter II	625	$(440 + \frac{1400}{l})$	$6,1 B$	$5,5 B$
IV. Stadtstraßen-Brücken mit Steinpflaster auf Kiesbettung; Fahrbahntafel aus Buckelplatten	750	$(440 + \frac{1400}{l})$	$6,77 B$	$6,1 B$
V. Falls Fußwege von der Gesamtbreite β angeordnet sind, so ist für dieselben zu den obigen Werten von b hinzuzurechnen, wenn die in Spalte 2 und 3 angegebenen Werte eingeführt werden	300	400	$3,84 \beta$	$3,45 \beta$

Die Werte unter V. können auch für Fußgängerbrücken in Anwendung gebracht werden.

6. Formeln für das Eigengewicht der Eisenbahnbrücken.⁵⁾

Hauptbahnen.

Das Gesamtgewicht der Brücke für den lfd. m Gleis ist, wenn noch unter g_w das Gewicht der Querversteifungen und Windverstreibungen verstanden wird:

$$g = a + bl + g_w.$$

g_w ist je nach der Gesamtanordnung der Brücke sehr verschieden groß; für ganz überschlägliche Berechnungen kann man bei eingleisigen Brücken setzen $g_w = 27 + 5,0l$, bei zweigleisigen Brücken $g_w = 21 + 3,7l$ (für den lfd. m Gleis). Indem nun aus den Tabellen auf den Seiten 6 und 9 die entsprechenden Werte für a und b eingesetzt werden, erhält man g . Für Überschlüge kann man setzen, wenn l in Metern eingeführt wird (auf Kilogramm und den laufenden Meter Gleis bezogen):

I. Parallelträger auf zwei Stützen, ohne Bettung auf der Brücke:

$$g = 630 + 35l.$$

II. Parallelträger wie vor, mit Bettung auf der Brücke:

$$g = 2530 + 45l.$$

III. Parabel-, Schwedler-, Pauli- und Halbparabel-Träger, ohne Bettung auf der Brücke:

$$g = 630 + 32l.$$

IV. Parabel- u. s. w. Träger, wie unter III., jedoch mit Bettung auf der Brücke:

$$g = 2530 + 41l.$$

⁴⁾ Nach Engesser. Zeitschr. f. Baukunde 1881, S. 63 bis 68.

⁵⁾ Eine graphische Darstellung des Eigengewichts derartiger Brücken bringt F. 18, T. I. Dieselbe führt auch das Gewicht von Bogenträgern vor, worüber ferner Kap. XIV, § 1 zu vergleichen ist.

Engesser⁶⁾ setzt das Gewicht der Hauptträger für den lfd. m Gleis (s. o.)

$$g_s = \alpha + \beta l + \gamma l^2 = 240 + 24,5l + 0,11l^2.$$

In dieser Formel ist das Gewicht der Windverstreben enthalten; ferner ist der Entwicklung derselben die Parallelträgerform zu Grunde gelegt. Das Gewicht für den lfd. m Gleis einer Eisenbahnbrücke zwischen 10 m und 100 m Stützweite giebt Engesser an:

$$g = (650 + 24,5l + 0,11l^2) \text{ Kilogramm.}$$

Lokalbahnen.

a. Normalspurige Lokalbahnen, auf welche die Lokomotiven der Hauptbahnen nicht übergehen.

Man kann als Mittelwert für Brücken von 10 bis 50 m Stützweite einführen:

α. Fahrbahn: Holzquerschwellen direkt auf den Hauptträgern . $g = 292 + 31 l$.

β. Fahrbahn zwischen den Hauptträgern, auf Quer- und Längsträgern $g = 462 + 32 l$.

b. Schmalspurige Lokalbahnen. Spurweite 1,0 m.

α. Fahrbahn: Holzquerschwellen direkt auf den Hauptträgern $g = 305 + 26 l$.

β. Fahrbahn zwischen den Hauptträgern auf Quer- und Längsträgern $g = 425 + 27 l$.

c. Schmalspurige Lokalbahnen. Spurweite 0,75 m.

Für diese Bahnen und Blechträgerbrücken stellt Lucas⁷⁾ die nachfolgend angegebenen Formeln auf, in welchen bedeutet:

g das Eigengewicht der Brücke für den lfd. m Gleis;

g_0 das Eisengewicht " " " " " " " "

l die Stützweite in Metern; δ die Stärke des Vertikalblechs in Centimetern.

A. Träger von 10 bis 30 m Stützweite:

α. Fahrbahn zwischen den Hauptträgern, hölzerne Querschwellen auf Zwischenträgern, Bohlenbelag 4 cm stark:

$$g = 390 + \left(8 + 10\delta + \frac{3}{8}l\right)l, \quad g_0 = 270 + \left(8 + 10\delta + \frac{3}{8}l\right)l.$$

β. Fahrbahn auf einem Kiesbette zwischen den Hauptträgern:

$$g = 1390 + (9 + 11\delta + 0,4l)l, \quad g_0 = 330 + (9 + 11\delta + 0,4l)l.$$

γ. Fahrbahn auf den Hauptträgern (wird bei der geringen Spurweite aus Rücksichten der Stabilität nur selten möglich sein):

$$g = 250 + (6,5 + 10,2\delta + 0,5l)l, \quad g_0 = 120 + (6,5 + 10,2\delta + 0,5l)l.$$

B. Träger von 1 bis 10 m Stützweite.

$$g = 50 + 29l.$$

⁶⁾ Zeitschr. f. Bauw. 1878, S. 203 u. ff.

⁷⁾ Lucas. Studie über die Gewichte von Blechträgern unter spezieller Anwendung auf schmalspurige Eisenbahnen von 0,75 m Spurweite. Civil-Ingenieur 1882.

7. Formeln für das Eigengewicht der Strafsenbrücken.

Das Eigengewicht der Strafsenbrücken wird zweckmässig für den Quadratmeter der Fahrbahn bzw. des Fußweges angegeben. Aus dem Vorstehenden ergeben sich folgende Formeln, in welchen das überschläglich ermittelte Gewicht der Querversteifungen und der Windverstrebung mit $(15 + 0,7 l)$ kg enthalten ist:

Art der Brücke.	Eigengewicht der Brücke für den Quadratmeter der Fahrbahn	
	Parallelträger	Parabel-, Schwedler- und Pauli-Träger
	Kilogramm	
I. Landstraßen-Brücken mit doppeltem Bohlenbelag	$230 + 4,00l$	$230 + 3,73l$
II. Landstraßen-Brücken mit Schotter auf Fahrbahntafel aus Zores- Eisen oder Trägerwellblech	$625 + 6,0l$	$625 + 5,7l$
III. Stadtstraßen-Brücken mit Schotter auf Fahrbahntafel wie unter II	$640 + 6,8l$	$640 + 6,2l$
IV. Stadtstraßen-Brücken mit Steinpflaster auf Kiesbettung, Fahr- bahntafel aus Buckelplatten	$765 + 7,40l$	$765 + 6,8l$
V. Fußwege der Strafsenbrücken	$300 + 3,84l$	$300 + 3,45l$

Engesser^{s)} hat für Strafsenbrücken mit zwei Hauptträgern und zwischen denselben angeordneten Quer- und Längsträgern unter der Annahme, daß Parallelträger verwendet seien, die nachstehend vorgeführten Formeln ermittelt. Dieselben gelten von $l = 10$ m an bis $l = 100$ m; die Hauptträgerhöhe ist für $l = 10$ m zu $\frac{1}{8}l$, für $l = 100$ m zu $\frac{1}{10}l$, für die Zwischenwerte allmählich von $\frac{1}{8}l$ bis zu $\frac{1}{10}l$ abnehmend angenommen. Die Verkehrslasten sind wie in der Tabelle auf S. 10 eingeführt. Die zulässige Inanspruchnahme für ruhende Last allein ist zu 1200 kg, für bewegte Last allein zu 600 kg angenommen.

I. Landstraßen-Brücken mit doppeltem Bohlenbelag.

Eigengewicht für den Quadratmeter der Fahrbahn in Kilogramm:

$$g = 215 + 2,3l + 0,02l^2.$$

Eisengewicht allein für den Quadratmeter der Fahrbahn in Kilogramm:

$$g_1 = 105 + 2,3l + 0,02l^2.$$

Sind außerhalb der Hauptträger noch besondere mit Holz gedeckte Fußwege, so ist deren Eigengewicht, einschließlic der erforderlichen Verstärkung der Hauptträger, aber ausschließlic der Geländer

$$g_2 = 60 + 2,3l.$$

In folgendem haben g , g_1 und g_2 die gleiche Bedeutung wie unter I.

II. Landstraßen-Brücken mit Beschotterung.

$$g = 590 + 2,8l + 0,025l^2,$$

$$g_1 = 125 + 2,8l + 0,025l^2,$$

(ohne das Gewicht der Fahrbahntafel, welches etwa mit 65 kg eingeführt werden kann),

$$g_2 = 60 + 2,3l.$$

^{s)} Zeitschr. für Baukunde 1881, S. 63 bis 68.

III. Stadtstraßen-Brücken mit doppeltem Bohlenbelag.

$$g = 295 + 2,7l + 0,021l^2,$$

$$g_1 = 155 + 2,7l + 0,021l^2$$

(ohne Fahrbahntafel, welche etwa 80 kg wiegt),

$$g_2 = 80 + 2,7l.$$

IV. Stadtstraßen-Brücken mit Beschotterung.

$$g = 730 + 3,2l + 0,028l^2,$$

$$g_1 = 170 + 3,2l + 0,028l^2$$

(ohne Fahrbahntafel, welche etwa 80 kg wiegt),

$$g_2 = 80 + 2,7l.$$

V. Stadtstraßen-Brücken mit Pflasterung.

$$g = 960 + 3,7l + 0,029l^2,$$

$$g_1 = 180 + 3,7l + 0,029l^2$$

(ohne Fahrbahntafel, wofür etwa 80 kg einzuführen sind),

$$g_2 = 80 + 2,7l.$$

Vorstehende Formeln können als Annäherungswerte auch dann Verwendung finden, wenn es sich um Träger mit gekrümmten Gurtungen handelt und die Mittenhöhe $\frac{1}{8}l$ bis $\frac{1}{10}l$ beträgt.

8. Einfluß der bei Annahme des Eigengewichts gemachten Fehler.

Es ist von Interesse, zu untersuchen, welchen Einfluß die bei Annahme des Eigengewichts gemachten Fehler auf die Querschnittsbestimmung bzw. auf die in den Stäben erzeugten Spannungen ausüben. Solche Fehler können nie vermieden werden; im allgemeinen werden sie um so größer ausfallen, je einfacher die angewendeten Formeln sind. Läßt sich nachweisen, daß selbst bedeutende Fehler in diesen Annahmen nur geringen Einfluß haben, so ist damit auch bewiesen, daß einfache Formeln zulässig sind. Die folgende Untersuchung soll nur für den frei aufliegenden Balken geführt werden, da auch die vorstehend entwickelten Formeln nur für solche Balken gelten und da die weitaus überwiegende Zahl von Brücken mit solchen Trägern hergestellt ist. Die Untersuchung soll nur für eingleisige Eisenbahnbrücken geführt werden; bei den Straßenbrücken ist ein Fehler in der Annahme des Hauptträgergewichts viel weniger ungünstig, weil das Fahrbahngewicht verhältnismäßig viel größer ist, als bei den Eisenbahnbrücken. Ergiebt sich also der Fehler bei den zu untersuchenden Eisenbahnbrücken als gering, so ist er bei den Straßenbrücken noch geringer.

Es bezeichne:

l die Stützweite der Träger,

g das richtige Eigengewicht der Brücke für den lfd. m der Brücke,

g' das bekannte, leicht mit großer Genauigkeit feststellbare Gewicht der Fahrbahn für den lfd. m, also bei Eisenbahnbrücken das Gewicht des Oberbaues, der Fahrbahntafel und des Fahrbahngerippes,

g'' das angenommene Gewicht der Hauptträger für den lfd. m,

p die gleichmäßig verteilte Verkehrslast für den lfd. m Gleis.

a. Einfluß des Fehlers auf die Gurtungsspannungen.

An beliebiger Stelle des Trägers, im Abstände x vom linken Auflager ist das größte Moment:

$$M_x = (g + p)(lx - x^2).$$

Infolge fehlerhafter Annahme werde statt des richtigen Wertes g der zu niedrige Wert $g(1-n)$ in die Rechnung eingeführt; dann wird an der betreffenden Stelle das rechnungsmäßige Moment sein:

$$M'_x = [g(1-n) + p](lx - x^2)$$

und es verhält sich

$$\frac{M_x}{M'_x} = \frac{g + p}{g(1-n) + p}.$$

Dieses Verhältnis gilt für alle Punkte des Trägers, also für die Querschnittsbestimmung aller Gurtstäbe; die wirklichen Gurtkräfte P werden sich demnach zu den rechnungsmäßigen Kräften P' verhalten wie

$$\frac{P}{P'} = \frac{g + p}{g(1-n) + p}.$$

Wird für die Querschnittsbestimmung die vom Verfasser⁹⁾ aufgestellte Formel verwendet:

$$\sigma_{\max} = \frac{1050}{1,5 - 0,5 \frac{\sigma_0}{\sigma_{\max}}},$$

in welcher σ_0 und σ_{\max} die durch das Eigengewicht allein erzeugte, bzw. die größtmögliche Spannung für die Quadrateinheit bedeuten, werden ferner mit P_0 und P_1 die durch das Eigengewicht bzw. die ungünstigste Verkehrslast erzeugten Stabspannungen bezeichnet, so ist:

$$\frac{\sigma_0}{\sigma_{\max}} = \frac{P_0}{P_{\max}} = \frac{P_0}{P_0 + P_1}, \quad \text{also die zulässige größte Inanspruchnahme:} \quad \sigma_{\max} = \frac{1050}{1,5 - 0,5 \cdot \frac{P_0}{P_0 + P_1}}.$$

Die nötige Querschnittsfläche wird dann:

$$f = \frac{P_0 + P_1}{\sigma_{\max}} = \frac{(P_0 + P_1)(1,5 - 0,5 \frac{P_0}{P_0 + P_1})}{1050}, \quad f = \frac{P_0 + 1,5 P_1}{1050}.$$

Sei der bei Berechnung des betreffenden Gurtstabes in Betracht kommende Hebelarm $= h$, die rechnungsmäßig sich ergebende Querschnittsfläche $= f'$, die wirklich nötige Querschnittsfläche $= f$, so ist

$$f = \frac{(g + 1,5p)(lx - x^2)}{1050h}, \quad f' = \frac{(g(1-n) + 1,5p)(lx - x^2)}{1050h},$$

$$\frac{f}{f'} = \frac{g + 1,5p}{g(1-n) + 1,5p} = \frac{1}{1 - n \frac{g}{g + 1,5p}} = \alpha, \quad \text{also } f = \alpha f'.$$

α ist größer als 1 und gibt an, wie vielmal zu klein der gewählte Querschnitt und wie vielmal zu groß die wirkliche Spannung ist. Für bestimmte Werte von n kann man α nach vorstehendem berechnen.

Wenn das Hauptträgergewicht in Wirklichkeit um 25% größer ist, als nach der Formel, so ist das wirkliche Brückengewicht für den lfd. m Gleis:

$$g = g' + 1,25 g'',$$

demnach $g' + g'' = g(1-n)$, woraus

$$n = \frac{0,25 g''}{g' + 1,25 g''}.$$

Ermittelt man g' und g'' nach den früheren Formeln, so ist für Parallelträger ohne Bettung auf der Brücke $g' + g'' = 630 + 35l$ und etwa $g' = 570 \text{ kg}$; wird ferner entsprechend weiter unten folgenden Angaben gesetzt:

$$p = \left(4200 + \frac{23000}{l}\right) \text{ kg für } l = 10 \text{ m bis } l = 50 \text{ m},$$

$$p = \left(3100 + \frac{80000}{l}\right) \text{ kg für } l > 50 \text{ m},$$

so ergibt sich folgende Tabelle:

$l =$	10	20	30	40	50	60	70	80 m
$g' =$	570	570	570	570	570	570	570	570 kg
$g'' =$	410	760	1110	1460	1810	2160	2510	2860 kg
$n =$	0,095	0,125	0,142	0,152	0,160	0,165	0,170	0,172
$p =$	6500	5350	4970	4775	4660	4433	4243	4100 kg
$g =$	1082	1520	1957	2395	2832	3270	3707	4145 kg
$n \frac{g}{g + 1,5p} =$	0,009	0,02	0,0295	0,038	0,046	0,054	0,063	0,069
$\alpha =$	1,009	1,020	1,030	1,040	1,050	1,057	1,067	1,074.

⁹⁾ Centralbl. d. Bauverw. 1885, S. 357 und § 11 dieses Kapitels.

Ein Fehler von 25 % bei Annahme des Eigengewichts der Hauptträger hat demnach nur Erhöhung der Spannungen in den Gurtstäben um 1,0 bis 7,4 % zur Folge. Erst bei 50 m weiten Brücken beläuft sich die Spannungserhöhung auf 5 %; es ist demnach bei nicht sehr weit gespannten Brücken die Anwendung einer einfachen Gewichtsförmel zunächst für die Berechnung der Gurtstäbe unbedenklich.

b. Einfluß des Fehlers auf die Spannungen in den Diagonalen.

Die Diagonalen der Parabelträger erhalten durch das Eigengewicht überhaupt keine oder nur sehr geringe Spannungen; bei diesen ist also ein Fehler in der Annahme des Eigengewichtes ohne Einfluß. Verhältnismäßig groß ist der Einfluß bei den Parallelträgern und soll für diese untersucht werden. Es ist nach obigem:

$$f = \frac{P_0 + 1,5 P_1}{1050}.$$

Für irgend einen Schnitt im Abstände x vom linken Auflager ist die Querkraft durch das Eigengewicht

$$Q_0 = \frac{g(l-2x)}{2},$$

durch die ungünstigste Verkehrslast

$$Q_{1\max} = \frac{p(l-x)^2}{2l}.$$

Für diejenige Diagonale, welche durch den lotrechten Schnitt in ihrer Mitte getroffen wird, ist, falls sie mit der Lotrechten den Winkel α bildet, mit hinreichender Genauigkeit:

$$P_0 = \frac{Q_0}{\cos \alpha} = \frac{g(l-2x)}{2 \cos \alpha}, \quad P_{1\max} = \frac{p(l-x)^2}{2l \cos \alpha},$$

demnach

$$f = \frac{1}{2 \cdot \cos \alpha \cdot 1050} \left[g(l-2x) + \frac{1,5 p(l-x)^2}{l} \right].$$

Ebenso wird:

$$f' = \frac{1}{2 \cdot \cos \alpha \cdot 1050} \left[g(1-n)(l-2x) + \frac{1,5 p(l-x)^2}{l} \right]$$

und

$$\frac{f}{f'} = \frac{g(l-2x) + \frac{1,5 p(l-x)^2}{l}}{g(1-n)(l-2x) + \frac{1,5 p(l-x)^2}{l}} = \frac{1 + \frac{g(l^2-2lx)}{1,5 p(l-x)^2}}{1 + \frac{g(1-n)(l^2-2lx)}{1,5 p(l-x)^2}}.$$

Setzt man abkürzungsweise

$$\rho = \frac{l^2-2lx}{(l-x)^2}, \text{ so wird: } \frac{f}{f'} = \frac{1 + \frac{g}{1,5 p} \rho}{1 + \frac{g(1-n)}{1,5 p} \rho}.$$

Der Bruch $\rho = \frac{l^2-2lx}{(l-x)^2}$ ist für $x=0$ $\rho=1$,

$$\text{für } x = \frac{l}{2} \quad \rho = 0,$$

für $x > \frac{l}{2}$ wird ρ negativ und damit $f < f'$.

Es brauchen nur diejenigen Werte von x ins Auge gefaßt zu werden, welche kleiner als $\frac{l}{2}$ sind. So lange ρ positiv ist, wird $\frac{f}{f'}$ umso größer, je größer ρ wird, erreicht also die größten Werte für $x=0$. Für diesen Grenzwert ist:

$$\frac{f}{f_1} = \alpha = \frac{1 + \frac{g}{1,5 p}}{1 + \frac{g(1-n)}{1,5 p}} = \frac{1,5 p + g}{1,5 p + g - ng},$$

$$\frac{f}{f_n} = \alpha = \frac{1}{1 - n \frac{g}{g + 1,5 p}}.$$

Die Werte der nachstehenden Tabelle, welche aus dieser Formel berechnet sind, geben also Grenzwerte an; sie entsprechen den Enddiagonalen, deren ungünstigste Beanspruchung bei voller Belastung der Brücke eintritt; für p kann (man vergleiche die unten folgenden Angaben) gesetzt werden:

$$p = \left(4600 + \frac{34000}{l} \right) \text{ kg für } l = 10 \text{ m bis } l = 50 \text{ m,}$$

$$p = \left(3600 + \frac{82000}{l} \right) \text{ kg für } l > 50 \text{ m.}$$

Man erhält für:

$l =$	10	20	30	40	50	60	70	80 m
$n =$	0,095	0,125	0,142	0,152	0,160	0,165	0,170	0,172
$p =$	8000	6300	5733	5450	5280	4800	4770	4625 kg
$g =$	1082	1520	1957	2395	2832	3270	3707	4145 kg
$n \frac{g}{g + 1,5p} =$	0,0078	0,017	0,026	0,034	0,042	0,051	0,058	0,064
$\alpha =$	1,008	1,017	1,027	1,035	1,044	1,054	1,060	1,068.

Also auch bei den Diagonalen ist die Erhöhung der Spannungen, welche durch den erheblichen Fehler in der Annahme des Hauptträgergewichts verursacht wird, verhältnismäßig sehr gering, sodaß auch hier die Anwendung einfacher Gewichtsformeln für die Berechnung der Spannungen als zulässig erscheint.

§ 3. Die Verkehrslasten der Brücken.

1. Allgemeines.

Die Brücken müssen imstande sein, die ungünstigsten Belastungen mit genügender Sicherheit zu tragen; es muß demnach für jeden Brückenteil ermittelt werden, welche Last in demselben die größte Inanspruchnahme erzeugt und bei welcher Stellung der Last dieses stattfindet. Zunächst ist also zu bestimmen, welche Lasten ungünstigstenfalls die Brücke überschreiten. Bei den Eisenbahnbrücken ist diese erste Frage meistens leicht gelöst; in der Regel bilden die schwersten Lokomotiven derjenigen Bahn, welcher die Brücke angehört, diese Belastung, gewöhnlich sind dies schwere Güterzug-Lokomotiven im Betriebszustande. Wenn schwerere Lokomotiven der Nachbarbahn die betreffende Strecke regelmäßig befahren, so sind diese als ungünstigste Lasten der Berechnung zu Grunde zu legen. Bei den Straßenbrücken sind gleichfalls die schwersten Lastwagen, welche die Brücke überfahren, in die Rechnung einzuführen; dabei ist aber auch noch stets zu untersuchen, ob nicht durch Menschengedränge in einzelnen Teilen größere Inanspruchnahmen erzeugt werden können. Auch ist zu beachten, daß die Straßenwalzen, besonders aber die Dampfwalzen, sehr ungünstige Belastungen bilden.

Die Berechnung der Brücke unter Zugrundelegung der wirklich das Bauwerk überschreitenden Lastenzüge, der Systeme von Einzellasten, ist stets ihrer Genauigkeit wegen jeder anderen Berechnungsweise vorzuziehen; sie macht bei der gegenwärtigen Ausbildung der Theorie, besonders seit Einführung der verschiedenen Arten des graphischen Verfahrens und der Einflußlinien in den meisten Fällen keine nennenswerten Schwierigkeiten oder Umstände. Dennoch wird auch vielfach mit sogen. stellvertretenden Lasten gerechnet, besonders da, wo es sich um überschlägliche Berechnungen, um Aufstellung von Gewichtsformeln (s. § 2) handelt, da die Einzellasten, als nicht kontinuierlich, für den letzteren Zweck sehr wenig bequem sind; auch in vielen anderen Fällen kann man unbedenklich mit stellvertretenden Lasten rechnen, so bei Revisions-Berechnungen, vergleichenden Rechnungen, bei größeren Straßenbrücken u. dergl. mehr. Diese stellvertretenden Belastungen sind dann so zu bestimmen, daß sie entweder den ganzen Träger oder einen Teil desselben gleichmäßig belastend bei der für den betreffenden Brückenteil ungünstigsten Lage in diesem dieselbe Spannung erzeugen, wie die wirklichen, ungünstigsten Lasten. Bei den Eisenbahnbrücken werden meistens, sowohl Hauptträger, wie auch Fahrbahnträger für die wirklichen Lastenzüge berechnet, bei den Straßen-

brücken dagegen berechnet man gern die Hauptträger für stellvertretende Lasten, die Fahrbahnträger aber (Querträger I. und II. Ordnung, Längsträger II. und III. Ordnung) für die wirklichen ungünstigsten Einzellasten. Bei den Eisenbahnbrücken ist der Fall wohl denkbar und in das Auge zu fassen, daß derjenige Zug, welcher für die Hauptträger die ungünstigste Belastung bildet, für die Quer- und Schwellenträger weniger ungünstig ist, als ein anderer; selbstverständlich ist dieser letztere dann für die Fahrbahnträger zu Grunde zu legen.

Die Verkehrslasten, auch Nutzlasten oder mobile Lasten genannt, belasten die Brücke, indem sie in Bewegung sind; diese Bewegung ist besonders bei den Eisenbahnbrücken, aber auch bei den Straßenbrücken mit Stößen verbunden, welche auf die Konstruktion einen ungünstigen Einfluß ausüben. Eine genaue Berücksichtigung der Stosswirkungen bei der Berechnung ist sehr schwer, hauptsächlich deshalb, weil es sich der Untersuchung fast ganz entzieht, wie weit die Brücke durch die einzelnen Stöße in Schwingungen versetzt wird; gemeiniglich wird die Berechnung so vorgenommen, als ob die Belastung ruhend erfolgte, dafür aber dieselbe größer eingeführt, als sie wirklich ist — oder, was annähernd auf das Gleiche hinausläuft, die zulässige Inanspruchnahme wird entsprechend niedriger angenommen, als bei ruhender Belastung, vergl. § 6.

2. Verkehrslast bei Eisenbahnbrücken.

Einzellasten für Hauptbahnen.

Die ungünstigste Verkehrslast für die Hauptträger bildet ein mit drei Lokomotiven in betriebsfähigem Zustande bespannter Güterzug; dabei kann man zwei der Lokomotiven mit den Köpfen einander zugekehrt annehmen, weil diese Belastungsart möglich ist. Je näher die schwer beladenen Achsen einander liegen, desto ungünstiger ist die Lokomotive. Im allgemeinen werden die schwersten Güterzugmaschinen der betreffenden Bahn, im übrigen vollbeladene Güterwagen einzuführen sein. Obgleich der Fall eintreten kann, daß die Brücke von einem aus lauter Lokomotiven bestehenden Zuge befahren wird (im Kriege oder beim Transport neuer Maschinen von der Fabrik nach dem Bestimmungsorte u. dergl. mehr), braucht darauf bei der Berechnung nicht Rücksicht genommen zu werden; zunächst kommt dieser Fall nur ganz ausnahmsweise, wahrscheinlich niemals, vor, sodann ist derselbe nur bei großen Brücken (von mehr als 40 m Stützweite) möglich; bei diesen aber ist das Eigengewicht bereits so groß, daß die möglicherweise gegenüber der rechnungsmäßigen eintretende Vergrößerung der Spannung nicht so sehr ins Gewicht fällt, um ungünstigstenfalls die Elasticitätsgrenze zu erreichen. So lange aber diese, selbst in Ausnahmefällen, nicht erreicht wird, ist die Konstruktion nicht gefährdet.

Es genügt nun stets, die größten Momente und Querkräfte zu ermitteln, welche durch den aus drei Lokomotiven und dahinter folgenden Güterwagen bestehenden Zug erzeugt werden; es ist nicht nötig, vor den Lokomotiven gleichfalls noch beladene Güterwagen vorauszusetzen, obgleich diese Belastungsart bei großen Brücken und den nahe der Mitte liegenden Querschnitten größere Momente hervorrufen kann, als der erwähnte Zug; denn diese Belastung kommt nicht vor, jedenfalls nicht regelmässig.

Wenn im Zuge einer Eisenbahn Brücken zu entwerfen sind, so werden dem Ingenieur die nötigen Angaben über Masse und Gewichte der Lokomotiven stets gegeben. Nachstehend ist eine Anzahl von Lokomotivschematen vorgeführt, welche bei verschiedenen Bahnen der Berechnung zu Grunde gelegt werden.

a. Normal-Lokomotive nebst Tender der preussischen Staatsbahnen.¹⁰⁾

Güterzug-Lokomotive:

Abstand:	2,8	2,0	1,4	2,6		1,5	1,8	1,5	1,6 m
Achsdruck:	12,6	12,5	13,6			9,9	8,6	9,1	t.

Personenzug-Lokomotive:

Abstand:	2,4	1,9	2,5	1,6		1,5	1,8	1,5	1,6 m
Achsdruck:	12,6	12,2	12,4			9,9	8,6	9,1	t.

b. Semmering-Lokomotive nach Engerth und offene Lastwagen.¹⁰⁾

Abstand:	2,53	1,16	1,16	1,16	2,52	2,22		1,89	3,47	189 m
Achsdruck:	13,7	12,6	12,9	3,1	8,7			7,8	7,8	t

c. Belastungszug nach Gerber:

Abstand:	2,6	1,3	1,3	2,6		2,6	1,3	1,3	2,6	*)
Achsdruck:	14	14	14			14	14	14		**)
*)	1,3	2,6	1,3			1,3	2,6	1,3		
**) 8	8					8	8			1,3 m
									8	8 t.

Hier sind 3 Lokomotiven von je 42 t Gewicht, 7,8 m Länge, ohne Tender als Lasten eingeführt; die Lastwagen haben je 8 t Achsdruck in je 2,6 m Entfernung. Sowohl vor, wie hinter den Lokomotiven werden Lastwagen angenommen.

d. Belastungszug der russischen Staatsbahnen.¹⁰⁾

Abstand:	3,9	3,6	3,9	3,6	3,8	1,7	1,7	4,4	1,4	1,4	1,4	4,6
Achsdruck:	8,2	8,2	8,2	8,2	10,7	10,7	10,7	12,5	12,5	12,5	12,5	
	Güterwagen		Güterwagen		Tender			Lokomotive				
	1,7	1,7	4,4	1,4	1,4	1,4	5,5	1,4	1,4	1,4		
	10,7	10,7	10,7	12,5	12,5	12,5	12,5	12,5	12,5	12,5	12,5	
	Tender		Lokomotive					Lokomotive				
	4,4	1,7	1,7	3,8	3,7	3,7	3,7 m					
	10,7	10,7	10,7	8,2	8,2	8,2	8,2 t.					
	Tender		Güterwagen		Güterwagen							

e. Lokomotive, Tender und Lastwagen nach der österreichischen Verordnung vom 15. September 1887.

Abstand:	2,85	1,2	1,2	1,2	2,85		1,55	1,5	1,5	1,55		2,0	3,0	2,0 m
Achsdruck:	13	13	13	13			10	10	10			8	8	t.
	Lokomotive						Schleppender					Lastwagen		

Es sind drei Lokomotiven nebst Tendern hinereinander und darauf folgend Lastwagen einzuführen. Bei kleinen Stützweiten ist der Lokomotivachsdruck auf 14 t zu erhöhen, dagegen für sehr große Stützweiten der Wahrscheinlichkeit entsprechend zu ermäßigen, daß nicht alle Achsbelastungen und Stände in der ungünstigsten Weise beschaffen sein dürften.

Beladene Güterwagen können entsprechend den Angaben unter b., c., e. oder auch nach folgendem Schema angenommen werden:

Abstand:	1,75	3,5	1,75		1,75	3,5	1,75 m
Achsdruck:	8,0	8,0			8,0	8,0	t.

¹⁰⁾ Winkler, Brückenbau. Theorie der Brücken, I. Heft, 3. Aufl. S. 11 ff.

Einzellasten auf Nebenbahnen.

Für Nebenbahnen mit normaler Spurweite (1435 mm) ist zu unterscheiden, ob Lokomotiven und Wagen der Hauptbahnen, allerdings mit geringerer Geschwindigkeit, als dort, auf dieselben übergehen, bzw. ob man sich die Möglichkeit eines späteren Umbaues der Nebenbahn in eine Hauptbahn vorbehalten will. In dem ersten Falle müssen die Verkehrslasten genau so, wie bei einer Hauptbahn angenommen werden; im zweiten Falle empfiehlt sich das Gleiche, da eine spätere Verstärkung der eisernen Brücken eine umständliche Arbeit ist; in der Regel wird es auch, selbst unter Berücksichtigung der ersparten Zinsen, billiger sein, von vornherein stärker auszuführen, als nachher zu verstärken.

Wenn dagegen die Überführung der Lokomotiven von der Hauptbahn auf die Nebenbahn ausgeschlossen ist, etwa durch die Art der ganzen Anlage selbst bei Normalspurweite, oder infolge Anordnung schmaler Spur, so können Belastungszüge zu Grunde gelegt werden, welche sich aus zwei Lokomotiven und dahinter befindlichen, vollbeladenen Güterwagen bzw. vollbesetzten Personenwagen zusammensetzen. Bei normaler Spur wird man die Güterwagen zweckmäßig ebenso annehmen, wie bei den Hauptbahnen; die Lokomotiven stellt man eventuell mit den Köpfen einander zugekehrt auf. Es können folgende Gewichte und Abmessungen eingeführt werden.

a. Normalspurige Lokalbahnen, auf welche die Lokomotiven der Hauptbahnen nicht übergehen.

Lokomotive				Tender				
Abstand:	2,8	1,5	1,5	3,0	1,3	1,5	1,5	1,7
Achsdruk:	10	10	10		7,5	7,5	7,5	

Güterwagen der Hauptbahnen							
1,75	3,5	1,75		1,75	3,5	1,75	m
8,0	8,0			8,0	8,0		t.

b. Schmalspurige Lokalbahnen. Spurweite 1,0 m.

	Lokomotive				Güter- oder Personenwagen					
Abstand:	2,1	1,1	1,1	2,7	2,0	2,75	2,0	2,0	2,75	2,0 m
Achsdruk:	9	9	9		4	4		4	4	t.

c. Schmalspurige Lokalbahnen. Spurweite 0,75 m.

	Lokomotive				Güter- oder Personenwagen						
Abstand:	1,8	0,9	0,9	2,4	2,25	2,5	2,25	2,25	2,5	2,25	m
Achsdruk:	8	8	8		4	4			4	4	t.

Bei den Schmalspurbahnen sind die Abmessungen und Gewichte der voll beladenen Güterwagen und voll besetzten Personenwagen ziemlich gleich; ob demnach die Bahn vorwiegend oder ausschließlich Personen oder Güter befördert, ist für die Verkehrslasten nahezu gleichgültig. Die Achslasten für die Schmalspur-Lokomotiven sind meistens geringer, als oben angegeben; bei 1 m Spurweite in der Regel bis 6,5 t, bei 0,75 m Spurweite bis 5,5 t. Da aber die „Grundzüge für den Bau und Betrieb der Lokal-Eisenbahnen“ (beschlossen in Salzburg 1886) als größte zulässige Raddrucke für 1,0 m bzw. 0,75 m Spurweite 4,5 t bzw. 4 t angeben, so sind die oben angegebenen Achslasten gewählt.

Stellvertretende, gleichförmig verteilte Lasten bei Eisenbahnbrücken.

Je kleiner die Stützweite einer Brücke ist, mit desto geringerer Genauigkeit können die wirklich verkehrenden Lastenzüge durch gleichmäfsig verteilte Lasten ersetzt werden, welche die ganze Brücke oder irgend einen Teil derselben bedecken. Die Ermittlung derjenigen stellvertretenden Last, welche ungünstigst liegend, in einem Konstruktionsteil dieselbe Inanspruchnahme hervorruft, wie das Einzellasten-System bei seiner ungünstigsten Lage, ist in Kap. IX vorgeführt; hier möge bemerkt werden, dafs streng genommen, sowohl für die verschiedenen Arten der Hauptträger — frei aufliegende Balkenträger, Bogenträger, kontinuierliche Träger — wie für die einzelnen Teile derselben Träger verschieden grofse, stellvertretende Lasten, selbst unter Zugrundelegung desselben Belastungszuges einzuführen sind. Die nachfolgenden Angaben beziehen sich zunächst nur auf frei aufliegende Balkenträger; sie können jedoch unter Berücksichtigung der Bemerkungen auch für kontinuierliche und Bogenträger als Annäherungswerte verwendet werden.

Bei den Gurtungen der Balkenträger, welche von den Gröfsen der Momente abhängen, mufs die stellvertretende Last den ganzen Träger belasten, bei der Berechnung der Gitterstäbe dagegen, für welche in erster Linie die Querkraft mafsgebend ist, darf die stellvertretende Last nur einen Teil der Brücke bedecken. Für die Gröfse derselben mögen die nachstehenden Angaben folgen:

a. Verordnung des österreichischen Handelsministeriums vom 15. September 1887.

Gurtungen.

Für die verschiedenen Stützweiten l sind nachstehende, über die ganze Brückenöffnung gleichmäfsig verteilte Belastungen p für den lfd. m Gleis zu Grunde zu legen:

$l = 1,0$	1,5	2,0	2,5	5,0	10	15	20	40	80	120	160 m
$p = 30$	20	15	13,5	11,5	8,5	7,0	6,5	5,6	4,4	3,8	3,4 t.

Für zwischen obige Stützweiten fallende Weiten ist gradlinig zu interpolieren. Bei kontinuierlichen Konstruktionen sind die den Stützweiten der belasteten Brückenfelder zufallenden Belastungen nach der Tabelle einzuführen, dabei aber die Belastungskombinationen zu berücksichtigen, welche die gröfsten Momente erzeugen.

Gitterstäbe.

Von dem mafsgebenden Querschnitte an bis zu dem einen oder anderen Auflager ist die Brücke mit nachstehender Last p_1 für den lfd. m Gleis gleichmäfsig belastet anzunehmen; dabei ist p_1 ohne Rücksicht auf die Stützweite l nur nach der Länge λ des belasteten Brückenteils, wie folgt, einzuführen:

$\lambda = 1,0$	1,5	2,0	2,5	5,0	10	15	20	40	80	120	160 m
$p_1 = 30$	25	20	18	14	10	8,5	7,6	6,2	4,8	4,0	3,5 t.

Für dazwischen fallende Längen ist gradlinig zu interpolieren.

Bei kontinuierlichen Konstruktionen sind innerhalb der betrachteten Öffnung die Belastungen nach der zweiten Reihe, für die gleichzeitig auf anderen Brückenfeldern anzunehmenden Belastungen sind die Werte der ersten Reihe einzuführen.

Bei Bogenträgern kann man für die Konstruktionsteile, welche bei voller Belastung der Brücke ihre grösste Beanspruchung erhalten, die erste Reihe, für solche, welche bei teilweiser Belastung die grösste Inanspruchnahme erleiden, die zweite Reihe mit hinreichender Annäherung als genügend annehmen.

b. Nach Engesser (Zeitschrift für Bauwesen, 1878, Seite 203 u. ff.) entsprechen einem Eisenbahnzuge mit drei schweren badischen Güterzugs-Maschinen und darauf folgenden beladenen Lastwagen für den lfd. m Gleis folgende stellvertretende Lasten:

Für die Gurtungen:

$$p = \left(4,2 + \frac{23}{l}\right) t, \quad \text{für } l = 10 \text{ m bis } l = 50 \text{ m}$$

$$p = \left(3,1 + \frac{80}{l}\right) t, \quad \text{für } l > 50 \text{ m.}$$

Für die Gitterstäbe:

$$p_1 = \left(4,6 + \frac{34}{l}\right) t, \quad \text{für } l = 10 \text{ m bis } l = 50 \text{ m}$$

$$p_1 = \left(3,6 + \frac{82}{l}\right) t, \quad \text{für } l > 50 \text{ m.}$$

l ist hier überall die Stützweite.

c. Nach Winkler (Theorie der Brücken, I. Heft, 3. Auflage, Seite 330) kann man annehmen für die Berechnung der Gitterstäbe

$$p_1 = 4,54 + \frac{30,6}{l}, \quad \text{für } l \leq 40 \text{ m}$$

$$p_1 = 2,84 + \frac{98,6}{l}, \quad \text{für } l \geq 40 \text{ m.}$$

Hier ist unter l die Länge des belastet anzunehmenden Brückenteils verstanden (wie unter a.).

Bei Brücken auf Nebenbahnen können folgende, den oben angegebenen Einzel-lasten entsprechende Werte eingeführt werden: l ist die Stützweite der Brücke, λ die Länge des belasteten Brückenteils:

1. Normalspurige Lokalbahnen, auf welche die Lokomotiven der Hauptbahnen nicht übergehen.

Für die Gurtungen:

$l = 1,0$	2	3	5	8	10	20	30	40	50 m
$p = 20$	10	8,33	7,2	5,6	5,04	3,82	3,6	3,52	3,38 t.

Für die Gitterstäbe:

$\lambda = 1,0$	2	3	5	8	10	20	30	40	50 m
$p_1 = 20$	12,5	10	8,4	6,25	5,68	4,75	4,33	4,06	3,82 t.

2. Schmalspurige Lokalbahnen. Spurweite 1,0 m.

Für die Gurtungen:

$l = 1,0$	2	3	5	8	10	20	30	40	50 m
$p = 18$	11,8	9,2	7,6	5,5	4,64	3,88	3,11	2,62	2,3 t.

Für die Gitterstäbe:

$\lambda = 1,0$	2	3	5	8	10	20	30	40 m
$p_1 = 18,0$	13,1	11,4	8,42	6,41	6,16	4,45	3,54	3,02 t.

3. Schmalspurige Lokalbahnen. Spurweite 0,75 m.

Für die Gurtungen:

$l = 1,0$	2	3	5	8	10	20	30 m
$p = 16$	10	9,6	7,3	5,1	4,34	3,69	2,9 t.

Für die Gitterstäbe:

$\lambda = 1,0$	2	3	5	8	10	20	30 m
$p_1 = 17,6$	13,2	11,2	7,87	6,6	6,14	4,23	3,55 t.

3. Verkehrslast bei Straßenbrücken.

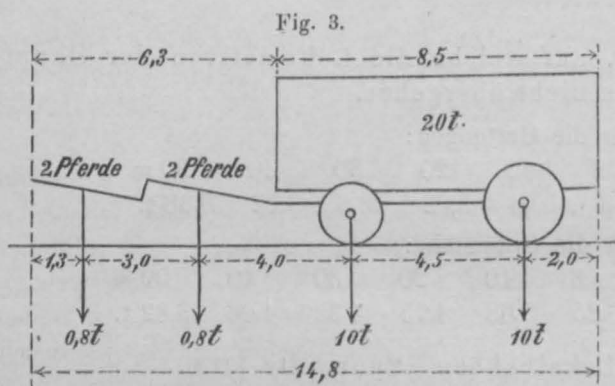
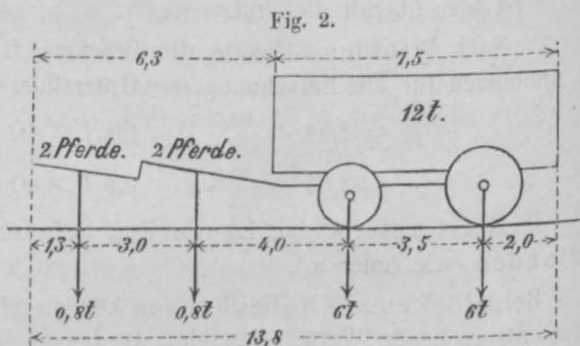
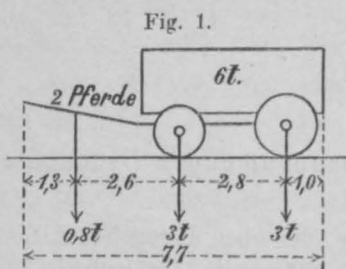
Einzellasten.

Je nach der Bedeutung der Straße, in welcher die zu erbauende Brücke liegt, sind mehr oder weniger schwere Lastwagen als ungünstigste Belastungen der Berechnung zu Grunde zu legen; der konstruierende Ingenieur wird sich meistens ohne große Mühe Auskunft über deren Gewichte und Abmessungen verschaffen können.

a. Nachstehend sind nach Winkler¹¹⁾ für die verschiedenen Klassen von Straßen einige Wagen vorgeführt, welche zur Berechnung verwendet werden können.

Für Brücken in Erd- und Kieswegen:

Vierrädriger Lastwagen, 6 t schwer, mit 2 Pferden bespannt (Fig. 1).



Für Brücken in Chausseen und gepflasterten Straßen:

Vierrädriger Lastwagen, 12 t schwer, mit 4 Pferden (Fig. 2).

Wenn schwere Maschinenteile u. dergl. öfter über die Brücke gefahren werden, so ist der schwerste Wagen nach Fig. 3 anzunehmen: 20 t schwer, mit 4 Pferden bespannt.

Die Breite dieser Wagen kann zu 2,3 m, die Spurweite zu 1,5 m angenommen werden.

b. Die Verordnung des österreichischen Handelsministeriums vom 15. September 1887 schreibt vor:

- Für Brücken 1. Klasse: Vierrädrige Lastwagen von 12 t Gesamtgewicht, 7,8 m Länge (ohne Deichsel), 2,5 m Breite, 3,8 m Radstand, 1,6 m Gleisweite mit Bespannung von 4 Pferden im Gesamtgewichte von 3 t auf 7,2 m Länge;
für Brücken 2. Klasse: Vierrädrige Lastwagen von 6 t Gesamtgewicht, 5,4 m Länge (ohne Deichsel), 2,4 m Breite, 2,8 m Radstand, 1,5 m Gleisweite mit Bespannung von 2 Pferden im Gesamtgewichte von 1,5 t auf 3,6 m Länge;
für Brücken 3. Klasse: Vierrädrige Lastwagen zu 3 t Gesamtgewicht, 4,8 m Länge (ohne Deichsel), 2,3 m Breite, 2,4 m Radstand, 1,4 m Gleisweite mit Bespannung von 2 Pferden im Gesamtgewichte von 1 t auf 3,2 m Länge.

¹¹⁾ Winkler, Theorie der Brücken, I. Heft, 3. Aufl., S. 9.

Dabei ist die größtmögliche Wagenansammlung auf der Fahrbahn und eine gleichzeitige Menschenansammlung auf dem Gehweg, sowie dem nicht mit Wagen besetzten Teile der Fahrbahn anzunehmen.

Wenn eine Belastung durch den überaus schweren Wagen nach Fig. 3 erfolgt, so braucht auf der Brücke nur ein solcher vorausgesetzt zu werden; der übrige Teil der Brücke ist mit leichteren Wagen bezw. mit Menschengedränge besetzt anzunehmen.

c. Gerber berechnet die größeren Strafenbrücken in wichtigen Strafen (Chausseen) für folgende Belastungen:

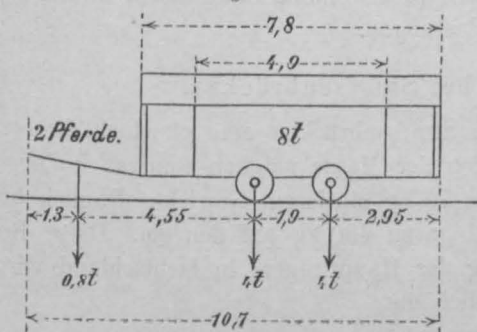
- α. Für zwei Reihen belasteter Achsen, welche in je 4,0 m Entfernung aufeinander folgen, wobei eine Achse 6,0 t, zwei folgende je 4,0 t, die übrigen 3,0 t Gewicht haben; Radstand 1,3 m, Ladungsbreite 2,2 m;
- β. für einen Wagen von 16 t Gewicht auf zwei Achsen, deren jede demnach 8 t Gewicht hat; Achsenentfernung 4,0 m; Radstand 1,6 m; Ladungsbreite 2,6 m. Der Wagen fährt in der Straßenmitte oder höchstens mit seiner Längsachse 0,8 m seitlich derselben;
- γ. auf die Fußwege und den Raum der Fahrbahn, welcher von Wagen frei bleibt, kommt eine gleichmäßige Belastung von 360 kg für den qm (Menschengedränge).

Für jeden Teil wird diejenige der obigen Belastungen zu Grunde gelegt, welche die größte Spannung erzeugt; für die Gurtungen und Diagonalen des Hauptträgers wird das in der Regel die Belastung α, für die Vertikalen und Fahrbahnträger die Belastung β sein, jede derselben in entsprechender Verbindung mit γ.

Bei der Gerber'schen Belastungsannahme ist demnach ein idealer Lastenzug angenommen, welcher besonders dadurch sehr ungünstig ist, daß die Pferde fortgelassen sind, welche nur eine geringe Belastung bilden. Die Belastungsart a und b stimmt mehr mit der Wirklichkeit überein.

Es ist stets zu beachten, daß die Wagenreihe verschiedene Lagen in der Breite der Brücke einnehmen kann; handelt es sich um eine sogen. Deckbrücke mit mehreren unter der Fahrbahn liegenden Hauptträgern, so ist für die Berechnung jedes derselben eine Radreihe lotrecht über demselben fahrend anzunehmen; handelt es sich um offene oder geschlossene Brücken mit zwei Hauptträgern, so können, wenn zwei Reihen von Wagen eingeführt werden, diese symmetrisch zur Längsachse der Brücke gestellt werden; wird aber ein besonders schwerer Wagen (nach Fig. 3) zu Grunde gelegt, so ist derselbe in die ungünstigere Lage seitwärts der Brückenachse zu bringen und jeder Hauptträger so zu berechnen, als ob diese seitliche Abweichung nach ihm zu stattfinden.

Fig. 4.



Das Maß dieser Abweichung kann naturgemäß nicht allgemein angegeben werden; entsprechend den Gerber'schen Annahmen unter γ. kann man dasselbe je nach der Breite der Fahrbahn auf 0,5 bis 1,0 m annehmen.

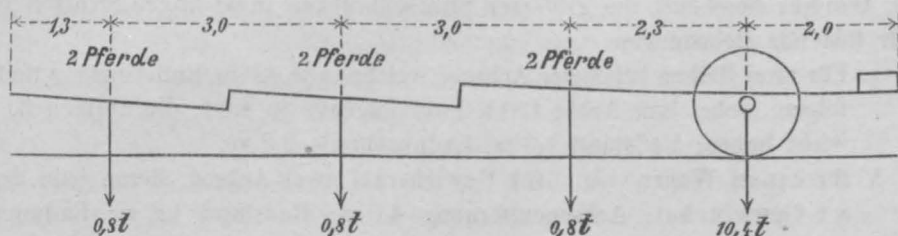
Es sollen noch einige besondere Belastungen vorgeführt werden:

Belastete Pferdebahnwagen weisen die in Fig. 4 angegebenen größten Gewichte und Abmessungen auf. In der Regel ist die Kastenbreite ca. 2,1, die Spurweite rd. 1,5 m.

Straßenwalzen.

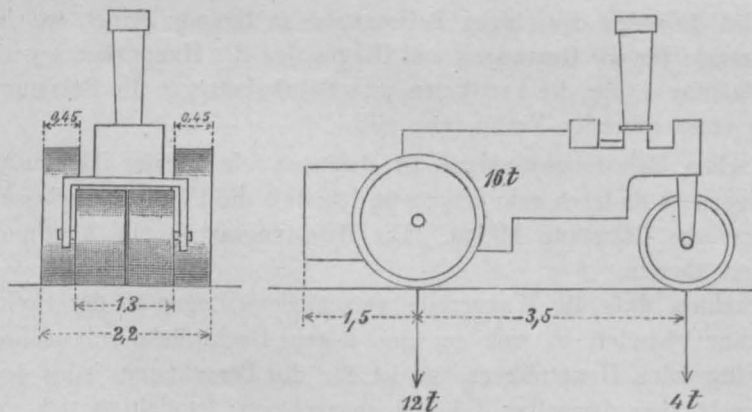
Einachsige, von Pferden gezogene Straßenwalzen haben eine Breite von etwa 1,3 m, unbelastet für den Meter der Breite ein Gewicht von 5 t, voll mit Steinen oder Wasser belastet ein Gewicht von 8 t für den Meter der Breite. Demnach ergibt sich das größte Gewicht solcher Straßenwalzen zu 10,4 t (Fig. 5).

Fig. 5.



Dampfstraßenwalzen. Für die Abmessungen und Gewichte derselben haben sich noch keine festen Regeln gebildet; man kann etwa die in Fig. 6 angegebenen Abmessungen und Gewichte der Berechnung zu Grunde legen. Die Breite der (kleineren)

Fig. 6.



Lenkachse, welche einen mittleren Streifen walzt, ist etwa 1,3 m, die (größere) Treibwalze besteht aus zwei Teilen von je (rund) 0,5 m Breite, welche einen Streifen von 1,25 m Breite zwischen sich frei lassen; diese Achse walzt zwei äußere Streifen.

Soll eine Dampfwalze von diesen Gewichten die Brücke regelmäßig

überfahren, so ist letztere für diese Belastungen zu berechnen; dieselben sind bedeutend größer als die oben angegebenen.

Für die Berechnung der Querträger, Längsträger der Fahrbahn, der Fahrbahn-
tafel, möge sie aus Bohlen, Zores-Eisen, Wellblech oder anderem bestehen, sind stets Einzellasten einzuführen, auch dann, wenn die Hauptträger für gleichförmig verteilte stellvertretende Lasten berechnet sind; die wirklich verkehrenden Einzellasten bilden für die Fahrbahnteile die weitaus ungünstigsten Belastungen.

Gleichförmig verteilte Last bei Straßenbrücken.

Das Menschengedränge bildet bei den Straßenbrücken eine gleichmäßig verteilte Last. Soll noch ein langsames Vorschreiten der Masse möglich sein, so kommen auf den Quadratmeter etwa 6 Menschen, von je 75 kg mittlerem Gewicht. Danach berechnet sich die Belastung durch Menschengedränge zu 450 kg auf den qm. Diese Belastung ist stets ausreichend für die Berechnung der Hauptträger; in Deutschland wird die Belastung durch Menschengedränge gewöhnlich mit

$$p = 400 \text{ kg f. d. qm}$$

eingeführt; doch empfiehlt es sich, entsprechend der Bedeutung der Brücke bzw. der Strafe, in welcher dieselbe liegt, verschiedene Werte anzusetzen. Die mehr erwähnte österreichische Verordnung vom 15. September 1887 schreibt in dieser Hinsicht vor:

bei Strafsenbrücken 1. Klasse $p = 460 \text{ kg f. d. qm}$

" " 2. " $p = 400 \text{ " " " "}$

" " 3. " $p = 340 \text{ " " " "}$

Die Strafsenbrücken 1. Klasse sind solche in gepflasterten Strafsen und Chausseen, diejenigen 3. Klasse solche in ganz untergeordneten Wegen.

Die Keystone-Bridge Co. in Nordamerika schreibt für die Fußwege als Belastung durch Menschengedränge 488 bis 587 kg f. d. qm vor.

Für die Berechnung einzelner Teile, Konsolen u. dergl. ist unter Umständen eine höhere Belastung als 450 kg f. d. qm zu Grunde zu legen, weil die nicht bewegte Menge enger stehen kann, als oben vorausgesetzt ist; man kann für solche

$$p = 500 \text{ kg f. d. qm}$$

setzen; bei Bohlen berechnet man die Belastung nach der Länge, indem man auf je 0,40 m einen Menschen von 75 kg Gewicht, also auf 1 m rund 180 kg rechnet.

Man führt auch wohl zur Berechnung der Hauptträger eine stellvertretende, gleichmäßig verteilte Last ein, welche ähnlich, wie bei den Eisenbahnbrücken gezeigt ist, mit der Stützweite veränderlich ist.

Engesser¹²⁾ macht folgende Angaben:

Bei Stadtstraßenbrücken:

Verkehrslast für den qm der Brücke $p'' = \left(0,44 + \frac{1,4}{l}\right) t$ (entsprechend einem Lastwagen von 20 t Gewicht).

Bei Landstraßenbrücken:

Verkehrslast für den qm der Brücke $p'' = \left(0,36 + \frac{1,2}{l}\right) t$ (entsprechend einem Lastwagen von 10 t Gewicht).

Die Formeln entsprechen bei größeren Brücken der Belastung durch Menschengedränge, bei kleineren einer Belastung durch Lastwagen.

Für die Berechnung der Gitterstäbe (größte Querkräfte) können nach Winkler (a. a. O. S. 330) folgende stellvertretende Werte zu Grunde gelegt werden, wobei p_0 die Belastung für den laufenden Meter ist, welche einer Wagenreihe entspricht, und λ die Länge des belasteten Trägerstückes bedeutet.

$$\text{Sehr schwere Wagen: } p_0 = \left(1,02 + \frac{20,0}{\lambda}\right) t,$$

$$\text{schwere Wagen: } p_0 = \left(1,00 + \frac{9,5}{\lambda}\right) t,$$

$$\text{leichte Wagen: } p_0 = \left(0,90 + \frac{3,6}{\lambda}\right) t.$$

Für die Berechnung der Gurtungen (größte Momente) ergibt sich bei jedem Querschnitt des Trägers eigentlich ein anderer Wert von p ; doch kann man angenähert die für den Querschnitt in der Mitte erhaltenen Werte auch für die anderen Querschnitte verwerten. Unter dieser Voraussetzung erhält man (nach Winkler, a. a. O. S. 334) folgende Ausdrücke von p , in welchen l die ganze Stützweite bedeutet, p wiederum einer Wagenreihe entspricht.

¹²⁾ Engesser. Eigengewicht von Strafsenbrücken. Zeitschr. f. Baukunde 1881, S. 63.

Sehr schwere Wagen: $p = 0,94 p_0 = \left(0,96 + \frac{18,8}{l}\right) t$,

schwere Wagen: $p = \left(0,94 + \frac{8,93}{l}\right) t$,

leichte Wagen: $p = \left(0,85 + \frac{3,38}{l}\right) t$.

Diese Lasten entfallen auf eine Breite von 2,3 m bis 2,5 m; wenn sie kleiner sind als Belastung durch Menschengedränge, so ist letztere einzuführen. —

Außer den auf den Brücken verkehrenden Lasten, für welche die Bauwerke hergestellt und welche als Nutzlasten bezeichnet werden, wirken auf dieselben noch eine Anzahl anderer Kräfte, welche als unvermeidliche Übel in den Kauf genommen werden müssen. Solche Kräfte sind: Der Winddruck, die Centrifugalkraft für in Kurven liegende Brücken, die Stöße beim Überfahren der Verkehrslasten und verschiedene andere (siehe § 6).

§ 4. Der Winddruck.

Die für die Gröfse des Winddruckes maßgebenden Gesetze sind zur Zeit noch nicht vollständig bekannt; im allgemeinen nimmt man an, daß der Winddruck dem durch den Wind getroffenen Flächeninhalt, sowie dem Quadrate der Windgeschwindigkeit proportional sei. Der erste Teil der Annahme scheint nach den neueren Untersuchungen¹³⁾ nicht ganz richtig zu sein, vielmehr nimmt der Druck auf eine ebene Platte wahrscheinlich von den Rändern nach der Mitte hin zu; der zweite Teil der Annahme ist wohl nahezu richtig. Man kann den Druck, welchen der mit einer Geschwindigkeit von v Metern für die Sekunde wehende Wind gegen eine senkrecht getroffene Fläche von F Quadratmetern ausübt, setzen

$$P_0 = \frac{v^2 F \gamma}{g} \text{ kg,}$$

wenn γ das Gewicht eines Kubikmeters der Luft in kg, g die Beschleunigung des freien Falls in Metern ($= 9,81 \text{ m}$) bedeutet. Diese Formel stimmt nach v. Loessl¹⁴⁾ mit den Versuchen gut überein, bei welchen freilich v nur klein war. $\frac{\gamma}{g}$ ist bei 15° C. Wärme und 760 mm Barometerstand rund $= 0,125$, demnach ist nahezu:

$$P_0 = 0,125 F v^2 \text{ kg.}$$

Falls die Windrichtung mit der getroffenen ebenen Fläche einen Winkel α bildet, übt der Wind auf dieselbe einen Druck P aus, welcher auf Grund theoretischer Erörterungen bislang allgemein gesetzt wurde: $P = P_0 \sin^2 \alpha$. Neuere Untersuchungen, sowohl von Gerlach, wie v. Loessl ergeben, daß diese Beziehung nicht richtig sein kann. Näher kommt man der Wahrheit mit der Formel (nach v. Loessl, a. a. O.)

$$P = P_0 \sin \alpha = v^2 F \frac{\gamma}{g} \sin \alpha.$$

Gerlach stellt (a. a. O.) die Formel auf

$$P = \left(\frac{\pi \sin \alpha}{4 + \pi \sin \alpha} \right) \frac{\gamma}{g} F v^2,$$

welche also gleichfalls der ersten Potenz von $\sin \alpha$ proportional ist, aber $\sin \alpha$ auch im Nenner enthält. Die letztere, theoretisch gefundene Formel giebt für den wichtigsten Grenzfall $\alpha = 90^\circ$ den Wert

¹³⁾ Gerlach. Widerstand von Platte und Keil im Flüssigkeitsstrom. Civil-Ingenieur 1885, S. 77 u. ff.

¹⁴⁾ v. Loessl. Studie über aerodynamische Grundformeln. Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1881, S. 103 u. ff.; Centralbl. d. Bauverw. 1885, S. 203 u. 204.

$$P_0 = \frac{\pi}{4 + \pi} \cdot \frac{\gamma}{g} \cdot F v^2 = 0,055 F v^2$$

(für 15° Celsius und 760 mm Barometerstand).

Dieser Ausdruck weicht sehr bedeutend von den bisherigen Annahmen und Erfahrungen ab, weshalb vorläufig, bis die Sache mehr geklärt ist, der v. Loessl'sche Ausdruck

$$P = P_0 \sin \alpha = v^2 F \frac{\gamma}{g} \sin \alpha$$

den Berechnungen zu Grunde gelegt werden kann.

Die Gröfse der Maximalgeschwindigkeit des Windes, d. h. v_{\max} ist ebenfalls nicht genau bekannt; offenbar hat v_{\max} in verschiedenen Gegenden wesentlich verschiedene Werte. In Wien beobachtete man bis 36 m, in Hamburg bis 30,4 m Windgeschwindigkeit; denselben würden nach obiger Formel Winddrücke entsprechen, welche für den $qm = 162 \text{ kg}$ bzw. 116 kg wären. In Wirklichkeit müssen aber an besonders den Stürmen ausgesetzten Orten wesentlich gröfsere Winddrücke vorkommen, als die erwähnten. In der Nacht, in welcher die Brücke über den Tay in Schottland durch den Sturm umgestürzt wurde, zeigte das Anemometer in Glasgow einen Winddruck von 204 kg an; an der Unglücksstelle war der Winddruck zeitweise wahrscheinlich wesentlich gröfser, man vermutet zwischen 290 bis 340 kg für den qm . In Amerika hat man bei Wirbelstürmen sogar sehr bedeutende, lotrecht nach oben gerichtete Windkräfte beobachtet, welche schwere Brücken von den Pfeilern abgehoben und in die Ströme gestürzt haben; in besonderen Fällen ergaben sich die hierzu nötigen Kräfte für den qm der Horizontalprojektion zu 200 bis 350 kg .

In England ist neuerdings (infolge des Einsturzes der Tay-Brücke) vorgeschrieben, einen gröfsten Winddruck von 273 kg für den qm getroffener Fläche der Berechnung zu Grunde zu legen; bei der im Bau begriffenen Brücke über den Forth ist statt dessen 300 kg angenommen.

In Deutschland und Österreich legt man verschiedene Koeffizienten für belastete und unbelastete Brücke zu Grunde. Bei einem Sturme, welcher 150 bis 180 kg Druck auf 1 qm senkrecht getroffener Fläche ausübt, können Züge nicht mehr verkehren, da die Wagen alsdann durch den Wind umgeworfen werden. Winkler rechnet den Winddruck für den qm belasteter Brücke mit 150 kg , für den qm unbelasteter Brücke, welche ja allen Stürmen trotzen mufs, mit 250 kg .

Die österreichische Verordnung vom 15. September 1887 schreibt ganz ähnlich vor: Es ist zu rechnen der Winddruck auf den qm belasteter Brücke mit 170 kg , auf den qm unbelasteter Brücke mit 270 kg .

Selbstverständlich sind die Stabilitäts- und Spannungsberechnungen für beide Belastungsarten durchzuführen und ist die ungünstigere der Ausführung zu Grunde zu legen.

Die Richtung des Windes weicht erfahrungsmäfsig etwas von der Horizontalen ab; gewöhnlich nimmt man an, dafs der Winkel β des Windes gegen die Wagrechte rund $= 10^\circ$ sei, welcher Wert als zweckmäfsiger Mittelwert eingeführt werden kann. Demnach wäre die wirkliche wagrechte Kraft gegen die lotrechten Brückenwände

$$P = P_0 \cos \beta.$$

Da aber $\cos \beta$ nur wenig kleiner als 1 ist, im übrigen nach dem Vorstehenden ganz genaue Zahlenwerte nicht bekannt sind, so sieht man besser von dem $\cos \beta$ ab und führt einfach ein: $P = P_0$, d. h. man nimmt die Windrichtung als wagrecht an. Der Fehler ist zu Gunsten der Sicherheit.

Die Größe der vom Winde getroffenen Fläche.

Es sind drei Teile zu unterscheiden:

der vom Winde direkt, auf der Windseite, getroffene Träger,
der vom Winde getroffene Träger, welcher auf der Unterwindseite liegt,
die bewegliche Belastung.

Der auf der Windseite liegende Träger ist selbstverständlich mit seiner vollen Fläche in die Rechnung einzuführen; der gesamte auf ihn wirkende Winddruck greift im Schwerpunkte dieser Fläche an, meistens genau genug in halber Trägerhöhe; dagegen wird der auf der Unterwindseite liegende Träger nur in einem Teile seiner Fläche getroffen. Welcher Bruchteil dieser Fläche einzuführen ist, hängt von der Maschenweite der Hauptträger ab. Das sicherste ist, beide Trägerwände etwas gegeneinander verschoben hintereinander zu zeichnen, und danach die Fläche zu ermitteln; doch setzt dieses voraus, daß das Projekt bereits ganz entworfen sei. Meistens multipliziert man mit einem passend erscheinenden Bruche, vielfach einfach mit $\frac{1}{2}$. Die österreichische Verordnung vom 15. September 1887 schreibt folgende Tabelle vor:

Verhältnis der offenen Maschenfläche zur Gesamt-Umrissfläche in der ersten Tragwand.	Reduktionsverhältnis für die ausgesetzte Fläche der zweiten Tragwand.
0,4	0,2
0,6	0,4
0,8	1,0

Für dazwischen fallende Verhältnisse ist gradlinig zu interpolieren.

Was den Winddruck auf die bewegte Belastung anlangt, so ergeben sich wesentliche Unterschiede je nach der Lage der Verkehrslast. Liegt die Fahrbahn über den Trägern (gedeckte Brücke), so ist die ganze Verkehrslast dem Winddrucke ausgesetzt. Man kann den Eisenbahnzug als ein 2,5 m hohes, 0,5 m über den Schienen befindliches, fortschreitendes, volles Rechteck betrachten, bei den Straßenbrücken ein fortschreitendes, 2 m hohes, volles Rechteck einführen (österr. Verordnung). Winkler rechnet, daß jeder Wagen sowohl bei Eisenbahn- wie Straßenbrücken dem Winde eine Fläche von 3,2 qm f. d. lfd. m bietet.

Liegt die Fahrbahn unten, sodaß die Verkehrslast zum Teil durch den dem Winde zunächst ausgesetzten Träger verdeckt wird, selber aber die hintere Trägerwand teilweise deckt, so wird man zunächst ein der Zughöhe entsprechendes volles Rechteck einführen, von dem Träger an der Windseite die ganze außerhalb dieses Rechtecks liegende Fläche, von dem Träger an der Unterwindseite die entsprechend obiger Tabelle reduzierte Fläche, soweit sie außerhalb des Zugrechtecks liegt.

§ 5. Die Centrifugalkraft in Kurven.

Wenn ein Körper vom Gewichte G und der Masse M eine Kurve vom Halbmesser r mit der Geschwindigkeit v durchläuft, so entsteht eine Centrifugalkraft

$$C = \frac{Mv^2}{r} = \frac{G}{g} \frac{v^2}{r},$$

in welcher Gleichung $g = 9,81$ m die Beschleunigung des freien Falles ist. Da die Größen v , r und g , sowie G für jede Achse bekannt sind, so kann man für einen beliebigen Zug leicht den Wert der an jeder Achse wirkenden Centrifugalkraft ermitteln.

Ob es ungünstiger ist, einen schweren, aber langsam fahrenden Güterzug oder einen leicht belasteten, aber schnell fahrenden Personenzug einzuführen, ist von vornherein nicht sicher zu entscheiden; im allgemeinen wird der letztere Fall der ungünstigere sein.

Für die Güterzüge kann man als Belastung einer Lokomotivachse setzen: $G = 13 \text{ t}$, die größte Geschwindigkeit $v = 10 \text{ m}$; dann wird

$$C = \frac{132,5}{r} \text{ t.}$$

Für die Personenzüge kann man (gleichfalls für eine Lokomotivachse) setzen: $G = 11 \text{ t}$, $v = 18 \text{ m}$, somit

$$C = \frac{363}{r} \text{ t.}$$

Was den Zug selbst anlangt (ohne Lokomotive), so kann man der Einfachheit halber und mit genügender Genauigkeit die Belastung als gleichmäßig verteilt einführen; nach Winkler ist die Last bei Personenzügen höchstens $1,5 \text{ t}$, bei Güterzügen $2,7 \text{ t}$ für den lfd. m Gleis; demnach wird die Centrifugalkraft für den lfd. m Gleis

$$\text{beim Personenzug: } c = \frac{1,5 \cdot 18^2}{9,81 \cdot r} = \frac{49,5}{r} \text{ t,}$$

$$\text{beim Güterzug: } c = \frac{2,7 \cdot 10^2}{9,81 \cdot r} = \frac{27,5}{r} \text{ t.}$$

Nach Winkler, Querkonstruktionen, 2. Aufl., S. 318 kann man bei Eisenbahnbrücken über 20 m Weite den Winddruck als eine gleichmäßig verteilte wagrechte Last von $\frac{47}{r} \text{ t}$ für den lfd. m des Zuges einführen, außerdem aber muß man noch eine am Kopfe des Zuges wirkende Einzellast von $\frac{924}{r} \text{ t}$ annehmen (entsprechend den in sämtlichen Lokomotivachsen wirkenden Centrifugalkräften). Das stimmt recht gut mit den oben für C und c entwickelten größten Werten.

Bei Straßenbrücken braucht man auf die Centrifugalkraft wegen der geringen Geschwindigkeit der Verkehrslast keine Rücksicht zu nehmen.

§ 6. Verschiedene angreifende Kräfte.

(Rücksichtnahme auf die Bewegung der Verkehrslasten u. a.)

Die Verkehrslasten treten sowohl bei den Eisenbahn-, wie in geringerem Maße bei den Straßenbrücken in Verbindung mit Stößen auf; da sie aber in die Berechnung nur als ruhende Lasten eingeführt werden, so ist eine Verbesserung in dieser Hinsicht nötig. Wenn ein Gewicht einen Balken plötzlich belastet, wobei es mit einer gewissen lebendigen Kraft versehen ist, so erzeugt es eine wesentlich größere Durchbiegung, also auch eine wesentlich größere Spannung, als wenn es denselben Balken ruhend belastete. Eine genaue theoretische Lösung der Aufgabe, die durch stoßweise Wirkung der Belastungen erzeugte Vergrößerung der Spannungen in der Brücke zu finden, ist bislang noch nicht gelungen; man weiß nicht, wie weit die Brücke in Mitleidenschaft gezogen wird, man kennt die Unebenheiten der Bahn nicht und ist so von Umständen abhängig, welche sich einer genauen theoretischen Untersuchung entziehen. Unter gewissen Annahmen hat Résal¹⁵⁾ Annäherungsformeln aufgestellt, welche das Verhältnis angeben, in welchem die der Verkehrslast entsprechende wirkliche Durchbiegung (f_a) zu der von derselben hervorgerufenen statischen Durchbiegung (f_i) steht; in demselben Verhältnis stehen auch die bezw. Inanspruchnahmen zueinander.

¹⁵⁾ Ann. des ponts et chaussées 1882. II., S. 357 ff.; 1883. I., S. 277 ff. — Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1883, S. 277 u. 580.

Résal giebt an:

$$\left. \begin{array}{l} \text{Für Träger bis etwa 2 m Höhe: } \frac{f_d}{f_1} = 1 + \frac{1,707}{\sqrt{h}} \\ \text{Für höhere Träger: } \frac{f_d}{f_1} = 1 + \frac{2}{\sqrt{h}} \end{array} \right\} (h \text{ in Centimetern}).$$

Man trägt den Stößen in der Regel einfach dadurch Rechnung, daß man die wirklichen Lasten mit einem Koeffizienten $(1 + \mu)$ multipliziert in die Rechnung einführt und die durch diese gröfsere Last erzeugten statischen Spannungen berechnet; wenn μ richtig gewählt ist, muß das Ergebnis das richtige sein.

Gerber setzt sowohl bei Strafsen-, wie bei Eisenbahnbrücken $\mu = 0,5$, d. h. er multipliziert alle bewegten Lasten, um die stoßweise Wirkung zu berücksichtigen, mit 1,5.

Winkler setzt bei Eisenbahnbrücken $\mu = 0,3$, bei Strafsenbrücken $\mu = 0,2$, unter Umständen bei Strafsenbrücken $\mu = 0,1$.

Demnach multipliziert er die Verkehrslasten bzw. mit 1,3, 1,2, 1,1.

Bei sehr kleinen Brücken ist der Einfluß der Stöße, weil die gestoßene ruhende Last sehr klein ist, überaus groß und für solche Brücken schlägt Winkler¹⁰⁾ vor, den sonst anzunehmenden Wert von μ mit $\left(1 + \frac{c^2}{400 l^2}\right)$ zu multiplizieren, in welchem Ausdruck c die größte Fahrgeschwindigkeit in Metern, l die Stützweite der Brücke in Metern ist.

Für Nebenbahnen mit geringer Geschwindigkeit (bis zu etwa 45 km für die Stunde) setzt Winkler $\mu = 0,25$. —

Außer den vorgeführten äußeren Kräften ist noch eine weitere Gruppe solcher Kräfte zu erwähnen, welche von geringerer Bedeutung sind, als jene, deren Vorhandensein aber nicht außer Acht gelassen werden darf, da sie unter Umständen das Bauwerk gefährden und durch zweckmäßige Konstruktion unschädlich gemacht werden können.

a. Reibungswiderstände am Auflager.

Infolge der Temperaturveränderungen findet eine Verlängerung bzw. Verkürzung (positive oder negative Verlängerung) der Hauptträger statt, welcher durch teilweise Anordnung beweglicher Lager Rechnung getragen wird. Bei den Trägern, welche auf zwei Stützpunkten freigelagert sind, soll stets der eine Stützpunkt beweglich sein, d. h. dem Träger den für die Verlängerung nötigen Spielraum gestatten. Dem Eintreten der beabsichtigten Bewegung wirkt aber der Reibungswiderstand am beweglichen Auflager entgegen; erst wenn dieser überwunden ist, findet die Bewegung statt. Daraus folgt, daß in der Verbindungslinie beider Auflager eine Kraft H wirken kann, welche ungünstigstenfalls gleich dem Reibungswiderstande am beweglichen Auflager ist. Nennt man den Reibungskoeffizienten f , den größten in Betracht zu ziehenden Auflagerdruck A , so wird sein:

$$H = fA \text{ und, da } A_{\max} = \frac{ql}{2} \text{ ist,}$$

$$H_{\max} = \frac{fq l}{2}.$$

In dieser Gleichung bedeutet q die gesamte Belastung für den lfd. m des Trägers, also das Eigengewicht und die Verkehrslast, wobei der ungünstigste Fall zu Grunde gelegt ist, daß die letztere die ganze Brücke belaste. Es kann zweifelhaft sein, ob es notwendig ist, den der voll belasteten Brücke entsprechenden Auflagerdruck einzuführen, da die Zeit der Belastung durch Verkehrslast meistens so kurz ist, daß bedeutende Tempera-

¹⁰⁾ Wahl der zulässigen Inanspruchnahme. Wien 1877, S. 40.

turunterschiede während derselben kaum eintreten werden; immerhin ist es nicht undenkbar, daß diese große Kraft H einmal auftritt. Außerdem macht die Rücksicht auf die weiter zu betrachtenden Verschiebungen des Auflagers ohnehin die Zugrundelegung des Wertes $A = \frac{ql}{2}$ nötig.

Durch die Belastung des Trägers wird eine Durchbiegung hervorgerufen, welche eine Verlängerung der unteren Trägerturgung verursacht; die Endquerschnitte eines der Einfachheit halber vorausgesetzten Parallelträgers bilden alsdann mit der Lotrechten Winkel, die für eine bestimmte Belastung unschwer ermittelt werden können. Seien diese Winkel χ_0 , so ist ganz allgemein für beliebige Belastung

$$\tan \chi_0 = \frac{1}{lEJ} \int_0^l dx \int M dx,$$

in welcher Gleichung M das Biegemoment für einen beliebigen Querschnitt mit der Abscisse x bedeutet (der Anfangspunkt der Koordinaten ist im linken Auflager liegend angenommen). Für volle gleichmäßige Belastung des ganzen Trägers mit der Last q für die Längeneinheit ist

$$\tan \chi_0 = \frac{ql^3}{24EJ},$$

demnach hat die Auflagermitte auf jedem Stützpunkt das Bestreben, um das Stück $\frac{h}{2} \tan \chi_0 = \frac{ql^3 h}{48EJ}$ nach außen zu gleiten; h ist die Höhe des Trägers am Ende, J das konstant angenommene Trägheitsmoment des ganzen Trägerquerschnitts für die wagrechte Schwerpunktsachse. Wird das eine Auflager fest mit dem Träger verbunden, so muß das andere um das ganze Stück $\frac{2h}{2} \tan \chi_0 = \frac{ql^3 h}{24EJ}$ nach außen gleiten können. Auch diesem Gleiten setzt sich der Reibungswiderstand am Auflager entgegen, welcher jedoch nicht größer werden kann, als $H = \frac{fq l}{2}$, sodaß also für H dieser Größtwerth einzuführen ist. Es könnte zweifelhaft erscheinen, ob H wirklich diesen Wert durch die Temperaturveränderung allein — welche bei Verkürzung der unteren Gurtung in Frage kommt — erreicht. Nachfolgende Untersuchung weist nach, daß dies in der That der Fall ist.

Wenn irgend ein Stab von der Länge l eine Verlängerung (positiv oder negativ) λ erleidet, und die alte Länge l beibehalten muß, so ist zur Erhaltung der alten Länge eine Spannung N für die Flächeneinheit nötig, welche im stande ist, eine der Verlängerung λ genau gleiche elastische Verkürzung λ zu erzeugen; es muß also sein (nach dem Elasticitätsgesetze):

$$\frac{N}{E} = \frac{\lambda}{l}, \quad N = E \frac{\lambda}{l}.$$

Findet die Verlängerung λ infolge der Temperaturerhöhung um t° Celsius statt, ist ferner α der lineare Ausdehnungskoeffizient des Eisens, so ist

$$\lambda = \alpha t l, \quad \frac{\lambda}{l} = \alpha t,$$

also

$$N = E \alpha t.$$

Die in dem ganzen Stabe, dessen Querschnitt φ Flächeneinheiten zählt, auftretende Druck- (bezw. Zug-) Kraft ist dann

$$P = E \alpha t \varphi.$$

Wenn die Gurtung, welche beide Auflagerpunkte in gerader Linie verbindet, verschiedene Stäbe mit nicht gleichen Querschnittsflächen enthält, so ist für φ der Querschnitt des Stabes einzuführen, welcher die größte Querschnittsfläche aufweist. Denn nimmt man der Einfachheit halber an, es seien nur drei Stäbe vorhanden mit den Querschnittsflächen $\varphi_1, \varphi_2, \varphi_3$, so wirkt im ersten P_1 , im zweiten P_2 , im dritten wieder P_1 je nach den beiden, den betreffenden Stab begrenzenden Knotenpunkten. Als resultierende Kräfte ergeben sich dann in den beiden mittleren Knotenpunkten nach außen (wenn Temperaturerhöhung

angenommen ist): $P_2 - P_1$, an den beiden Endknotenpunkten durch die Endstäbe je nach aussen: P_1 ; demnach als gesamte, auf jeden Stützpunkt nach außen wirkende Kraft:

$$P_2 - P_1 + P_1 = P_2 = E a t \varphi_2.$$

In gleicher Weise läßt sich der Beweis führen, falls eine größere Zahl von unteren Gurtstäben vorhanden ist.

Sei nun die Stützweite = l , die Mittenhöhe = h , so ist der Querschnitt des Stabes in der Mitte der geraden Gurtung

$$\varphi_{\max} = \frac{(g+p)l^2}{8hk} \mu.$$

k ist die zulässige Inanspruchnahme für die Flächeneinheit, μ ein Konstruktionskoeffizient, der angibt, um wieviel die wirkliche Querschnittsfläche größer ist, als die theoretische und der zu 1,3 gesetzt werden möge.

Es wird dann die größte auf die zunächst als fest gedachten Auflager infolge der Temperaturveränderungen ausgeübte Kraft sein:

$$P = \frac{E a t \cdot (g+p)l^2}{8hk} \mu.$$

Es fragt sich, ob, bzw. wann diese Kraft größer ist, als der Reibungswiderstand am Auflager

$$W = (g+p) \frac{l}{2} f.$$

P ist größer, als W , wenn stattfindet:

$$\frac{E a t (g+p) l^2 1,3}{8 \cdot h \cdot k} > (g+p) \frac{l}{2} f.$$

Wird $k = 800 \text{ kg}$, $\frac{l}{h} = 8$ angenommen, so wird die Bedingung:

$$\frac{1,3 E a t}{400} > f.$$

Nun ist $E = 2000000 \text{ kg}$

$\alpha = 0,000012$

$t = 40^\circ$,

somit

$$3,12 > f.$$

Da nun f etwa zu 0,2 angenommen werden kann, so wird P stets größer als W sein und ist damit nachgewiesen, daß durch die Einführung eines beweglichen Lagers stets eine bedeutende Verringerung der auf die Stützen bzw. von diesen auf die Träger ausgeübten Horizontalkräfte erzielt wird, sowie daß der oben entwickelte Wert für H wirklich auftritt.

Wenn das bewegliche Lager ein sogen. Gleitlager ist, so ist die gleitende Reibung zu überwinden. Für Eisen auf Eisen ist als Reibungskoeffizient f im Mittel = 0,2 einzuführen; es empfiehlt sich, denselben keinesfalls so gering anzunehmen, wie er sich etwa bei gut gereinigten Flächen ergibt; denn durch Schmutz, Staub u. s. w., welchen Einflüssen ein Brückenlager stets ausgesetzt ist, kann der Reibungskoeffizient wesentlich erhöht werden.

Die Kraft H ist demnach von f , q und l abhängig; bei größeren Brücken wächst q mit l , sodaß bei diesen H sehr große Werte annehmen kann. Werden für eingleisige Eisenbahnbrücken die Werte eingeführt:

$$g = 630 + 35 l$$

$$p = \left(4200 + \frac{23000}{l}\right) \text{ kg für } l = 10 \text{ bis } l = 50 \text{ m und } \left. \begin{array}{l} \text{alles für den} \\ \text{Ild. m} \\ \text{Gleis} \end{array} \right\}$$

$$p = \left(3100 + \frac{80000}{l}\right) \text{ kg für } l > 50 \text{ m}$$

und für einen Träger $q = \frac{g+p}{2}$ gesetzt, so ergibt sich, falls $f = 0,2$ ist:

für:	$l = 10$	20	30	50	80	100 m
------	----------	------	------	------	------	-----------------

$g =$	980	1330	1680	2380	3430	4130 kg
-------	-----	------	------	------	------	---------

$p =$	6500	5350	4970	4860	4100	3900 kg
-------	------	------	------	------	------	---------

$\frac{q l}{2} =$	18700	33400	49875	90500	150600	200750 kg
-------------------	-------	-------	-------	-------	--------	-----------

$\frac{f q l}{2} = H =$	3,74	6,68	9,975	18,1	30,12	40,15 t.
-------------------------	------	------	-------	------	-------	----------

Die Kräfte H sind bei größeren Brücken so groß, daß eine Verringerung unbedingt geboten ist; weder q noch l kann aber verringert werden. Dagegen kann der Reibungskoeffizient f erheblich verkleinert werden, wenn statt der gleitenden Reibung die rollende Reibung eingeführt, d. h. wenn das bewegliche Lager als Rollenlager hergestellt wird.

Der Koeffizient der rollenden Reibung¹⁷⁾ ϑ ist umgekehrt proportional dem Durchmesser d des rollenden Körpers, sodaß man setzen kann: $\vartheta = \frac{2s}{d}$. Für Eisen auf Eisen kann man nach Ritter annehmen: $s = 0,0005$ m, mithin $\vartheta = \frac{0,001}{d}$, wo d in Metern einzusetzen ist. Zu beachten ist jedoch, daß bei den Rollenlagern die Rollen zwischen zwei Platten laufen, mithin der Widerstand hier zu setzen ist:

$$W = 2 \cdot \vartheta A = \frac{0,002 A}{d} = \chi A.$$

Man erhält dann für:

$$\begin{array}{lll} d = 0,1 & 0,15 & 0,2 \text{ m} \\ W = 0,02 & 0,013 & 0,01 A. \end{array}$$

Der wirkliche Widerstand der rollenden Reibung wird in den meisten Fällen, weil es nicht möglich ist, Staub u. s. w. fernzuhalten, wesentlich größer sein, als hier ermittelt: Nimmt man χ deshalb im Mittel gleich 0,03 und zwar für kleine und große Weiten gleich groß an, so erhält man folgende Größtwerte von H :

Für	$l =$	20	30	50	80	100	m
	$A = \frac{ql}{2} =$	33 400	49 875	90 500	150 600	200 750	kg
	$H = \chi \frac{ql}{2} =$	1,0	1,5	2,7	4,5	6,0	t.

Bei den großen Stützweiten ist eine weitere Verringerung durch Vergrößerung des Rollendurchmessers d erreichbar.

Auf die Kräfte H , welche sowohl als Zug wie als Druck wirken können, muß Rücksicht genommen werden. Wenn eine gerade Gurtung vorhanden ist, welche die Auflagerpunkte verbindet, so werden die Kräfte H in dieser wirken. Bei Trägern mit zwei gekrümmten Gurtungen findet freilich eine Bewegung infolge der Belastung nicht statt, die Verschiebung des einen Auflagers durch Temperaturveränderungen tritt jedoch auch hier auf. Die Kräfte H erzeugen dann in beiden Gurtungen Druck bzw. Zug, in den Vertikalen Zug bzw. Druck; diese Inanspruchnahmen sind leicht mittels eines Cremona'schen Kräfteplanes (vergl. Kap. IX) zu ermitteln.

b. Kräfte, welche in der Richtung der Fahrbahn wirken.

Wenn die Brücke in einer Steigung liegt, deren Neigungswinkel gegen die Horizontale α ist, so wirkt in der Richtung der Fahrbahn eine Seitenkraft der Belastung. Die gesamte Brückenlast ist genügend genau bei den geringen hier in Betracht zu ziehenden Werten von α : $G = (g + p) l$.

In der Richtung der Fahrbahn wirkt abwärts:

$$G \sin \alpha = (g + p) l \sin \alpha.$$

Diese Kraft wird am festen Auflager auf den Pfeiler übertragen; sie ist sehr zu beachten, wenn es sich um die Konstruktion der Pfeiler, seien es eiserne oder gemauerte, handelt.

¹⁷⁾ Ritter. Techn. Mechanik, S. 108.

Von nicht zu unterschätzender Bedeutung ist ferner die zwischen den Triebrädern der Lokomotive und den Schienen auftretende Kraft, welche gewöhnlich (aber mit Unrecht) Adhäsion genannt wird. Diese Kraft ermöglicht die Fortbewegung des Zuges auf dem Gleise und kann nie größer werden, als die zwischen Schiene und Rad stattfindende Reibung; wird der betreffende Reibungskoeffizient f , der Gesamtdruck auf die Triebräder der Lokomotive Q genannt, so ist diese Kraft höchstens:

$$W = fQ.$$

Der Koeffizient f hat je nach der Witterung sehr verschiedene GröÙe; für mittlere Witterungsverhältnisse ist $f = 0,167$; man kann hier

$$f = 0,25$$

einführen. Werden die Belastungen der Triebachsen, wie in § 3 angegeben, zu je 13 t angenommen, so ergibt sich für alle drei Achsen die Gesamtkraft

$$W = 3 \cdot 13 \cdot 0,25 = 9,75 \text{ t, dafür rund } 10 \text{ t.}$$

An jeder Schiene wirkt die Hälfte dieser Kraft. Die Richtung derselben ist der Fahrrihtung entgegengesetzt; man kann nicht darauf rechnen, daß sie durch die Schienenlaschen im Gleise unschädlich in die Bettung des Oberbaues geleitet wird, sondern wird der Sicherheit halber annehmen müssen, daß sie die Brücke beansprucht und erst an den festen Auflagern durch den Gegendruck der Pfeiler aufgehoben wird.

Eine der vorigen ganz entsprechende Kraft ist diejenige, welche bei Zahnradbahnen von dem Zahnrad der Lokomotive auf die längs der Strecke angeordnete Zahnstange und von dieser auf die Brücke übertragen wird; für ein bestimmtes Projekt bei einer zu erbauenden Bahn ist die GröÙe dieser Kraft stets bekannt; sie kann etwa zu 6,0 t angenommen werden.¹⁸⁾ —

Auch von den auf dem Gleise rollenden Rädern, mögen sie frei im Zuge laufen oder gebremst sein, oder infolge des Zusammenhanges mit den gebremsten Rädern eine abnehmende Geschwindigkeit haben, werden Kräfte auf die Brücke übertragen, welche hier gleichfalls betrachtet werden müssen.¹⁹⁾

α. Laufachse, welche im Zuge mit gleichförmiger Geschwindigkeit fortschreitet.

Wäre die Reibung zwischen den Rädern und der Schiene nicht vorhanden, so würde kein Rollen, sondern Gleiten stattfinden; infolge der Reibung entsteht eine am Umfange des Rades der Bewegungsrichtung entgegenwirkende Kraft F , während nach dem Prinzip von Wirkung und Gegenwirkung eine gleich große Kraft auf die Schiene in der Bewegungsrichtung des Zuges ausgeübt wird. Diese Kraft F kann nie größer werden, als der Reibungswiderstand zwischen Rad und Schiene; sie muß durch die Brückenträger auf die festen Auflagern übertragen werden; liegen dieselben auf derjenigen Seite der Brücke, nach welcher sich die Achse hinbewegt, so hat F im Träger einen Druck zur Folge; liegt das feste Brückenlager dagegen auf der Seite des Trägers, von welcher die Achse kommt, so entsteht im Träger ein Zug $= F$.

Wenn die Bewegung der Achse eine gleichförmig fortschreitende ist, so muß das Moment von F für die Drehachse gleich und entgegengesetzt dem Momente der wider-

¹⁸⁾ Die Grenzen der Zugbelastung u. s. w. Organ f. d. Fortsch. d. Eisenbahnw. 1879, S. 161 u. ff.

¹⁹⁾ Ferron. Theorie der Bremsen. Organ f. d. Fortsch. d. Eisenbahnw. 1878, S. 141 u. 204; 1879, S. 135. — Huth. Inanspruchnahme eiserner Eisenbahnbrücken durch das Bremsen der Züge. Deutsche Bauz. 1885, S. 334. — Über die Wirkung der Bremsen auf Eisenbahnzüge. Organ f. d. Fortsch. d. Eisenbahnw. 1879, S. 152 u. 193.

stehenden Kräfte sein, also wenn man den Luftwiderstand vernachlässigt, gleich der Summe der Momente von Zapfenreibung und rollender Reibung. Bezeichnet man mit

r den Halbmesser des Rades,

ρ den Halbmesser des Zapfens,

Q_1 die gesamte Belastung eines Rades,

Q_2 die Nutzlast eines Rades,

ϑ den Koeffizienten der rollenden Reibung $= \frac{s}{r}$,

f_1 den Zapfenreibungskoeffizienten,

so muß die Größe der Kraft F sich aus der Gleichung ergeben:

$$Fr = f_1 Q_2 \rho + Q_1 \vartheta,$$

also

$$F = f_1 Q_2 \frac{\rho}{r} + Q_1 \vartheta.$$

Man kann setzen:

$$\vartheta = \frac{0,0005}{r} \text{ m}, \quad r = 0,5 \text{ m}, \quad f_1 = 0,07, \quad \rho = 0,06 \text{ m},$$

so wird

$$F = \frac{0,07 \cdot 0,06}{0,5} Q_2 + \frac{0,0005}{0,5} Q_1 = 0,0084 Q_2 + 0,001 Q_1.$$

Bei Güterwagen kann man setzen: $Q_1 = 4000 \text{ kg}$, $Q_2 = 3650 \text{ kg}$, bei Personenwagen: $Q_1 = 3300 \text{ kg}$, $Q_2 = 2950 \text{ kg}$.

Demnach ist für

Güterwagen: $F = 34,66 \text{ kg}$, dafür rund 35 kg ,

Personenwagen: $F = 28,08 \text{ kg}$, „ „ „ 30 kg .

Jede Güterwagenachse überträgt also auf die Brücke bei gleichförmiger Geschwindigkeit eine in der Richtung des Zuges wirkende Kraft $2F = 70 \text{ kg}$, jede Personenwagenachse eine Kraft in derselben Richtung: $2F = 60 \text{ kg}$. Es ist wohl zu beachten, daß diese Kräfte auf die Brücke in der Fahrriichtung wirken, während die von den Triebachsen der Lokomotive ausgeübte Kraft einen der Fahrriichtung entgegengesetzten Sinn hat; daraus folgt, daß die Wirkung dieser Kräfte durch die soeben besprochenen verringert wird. Befindet sich etwa ein Zug von 3 Lokomotivachsen, drei Tenderachsen und 20 Güterwagenachsen auf der Brücke, so wirkt entgegen der Fahrriichtung auf die Brücke, wenn der Einfachheit halber angenommen wird, daß Tender- und Güterwagenachsen gleiche Kräfte ausüben:

$$F_1 = 10000 - 23 \cdot 70 = 8390 \text{ kg}.$$

Handelt es sich um die Ermittlung der betreffs der axialen Kräfte ungünstigsten Belastung, so ist als gefährlichste Belastung diejenige einzuführen, bei welcher eine bzw. mehrere Lokomotiven die Brücke befahren haben, während die anderen Wagen sich noch nicht auf derselben befinden.

β. Laufachse, welche im Zuge mit gleichförmig verzögerter Geschwindigkeit läuft: Nicht gebremste Achse im gebremsten Zuge.

Bei Aufsuchung der Kräfte, welche von einer solchen Achse auf das Gleis übertragen werden, soll die Annahme gemacht werden, daß die Bewegung vom Beginne der Bremsperiode an bis zum Stillstande des Zuges gleichförmig verzögert sei. Dann muß auch die Winkelverzögerung ε , also auch das Moment, welches ε erzeugt, konstant sein, weil $\varepsilon = \frac{M}{J}$ ist. Verzögernde Kräfte sind zunächst der Zapfenreibungswiderstand

und der Widerstand der rollenden Reibung; beide können gleichfalls als konstant eingeführt werden; ferner eine Kraft F_1 , welche am Radumfang, an der Berührungsstelle von Schiene und Rad angreift und der Drehbewegung des Rades entgegen wirkt. Soll also auch das Moment dieser, an einem konstanten Hebelarme (r) wirkenden Kraft konstant sein, so muß dieselbe ebenfalls unveränderliche Größe behalten.

Es sollen nun bedeuten:

- s den Weg, welchen die Achse vom Beginne des Bremsens an bis zum völligen Stillstande des Zuges noch zurücklegt,
 ω die gleichförmige Winkelgeschwindigkeit
 c die gleichförmige fortschreitende Geschwindigkeit der Achse } vor dem Bremsen des Zuges,
 M den Teil der Masse des Zuges, welcher auf die Achse entfällt,
 J das Trägheitsmoment der Achse,

so ist $c = r\omega$, und die während der Vernichtung der Geschwindigkeit c bzw. ω erzeugte lebendige Kraft:

$$L = -\frac{J\omega^2}{2} - \frac{Mc^2}{2};$$

die während dessen verrichtete mechanische Arbeit ist

$$A = -F_1 s - Q_1 \vartheta s - f_1 Q_2 \frac{\rho}{r} s.$$

Die Gleichsetzung beider Ausdrücke ergibt für F_1 die Gleichung:

$$F_1 = \frac{1}{2s} (J\omega^2 + Mc^2) - Q_1 \vartheta - f_1 Q_2 \frac{\rho}{r},$$

$$F_1 = \frac{c^2}{2s} \left(\frac{J}{r^2} + M \right) - Q_1 \vartheta - f_1 Q_2 \frac{\rho}{r}.$$

Sei $Q_1 = 4000 \text{ kg}$ $Q_2 = 3650 \text{ kg}$ $f_1 = 0,07$ $\vartheta = 0,001$
 $\rho = 0,06 \text{ m}$ $r = 0,5 \text{ m}$ $c = 10 \text{ m}$ $s = 150 \text{ m}$
 $J = 8,5$ (bezogen auf Meter und Kilogramm)

$$M = \frac{4000}{9,81} = 408 \text{ (auf ein Rad bezogen),}$$

so ergibt sich:

$$F_1 = \frac{100}{300} \left(\frac{8,5}{0,25} + 408 \right) - 0,001 \cdot 4000 - \frac{0,07 \cdot 3650 \cdot 0,06}{0,5} = 112,64,$$

also für die Achse $2 F_1 = 225 \text{ kg}$ (rund).

Wäre $s = 300 \text{ m}$, so würde $F_1 = 43,0 \text{ kg}$, also für die Achse $2 F_1 = 84 \text{ kg}$.

Diese Kraft F_1 wirkt auf den Zug in der Bewegungsrichtung, also auf die Brücke in einer Richtung, welche derjenigen der Bewegung entgegengesetzt ist.

7. Gebremste Achse.

Wird von jedem Bremsklotz auf das Rad ein Druck N übertragen und ferner der Reibungskoeffizient zwischen Bremsklotz und Rad f genannt, so entsteht im Augenblicke des Bremsens am Radumfang ein Reibungswiderstand $2fN$. So lange das Rad rollt, wirkt ferner zwischen Schiene und Rad, entgegengesetzt der Bewegungsrichtung des Zuges, aber das Drehen des Rades befördernd, eine vorläufig noch unbekannte Kraft F . Die Winkelbeschleunigung ε ist dann:

$$\varepsilon = \frac{Fr - 2fN \cdot r - Q_1 \vartheta r - f_1 Q_2 \frac{\rho}{r}}{J},$$

also:

$$F = \frac{J}{r} \varepsilon + 2fN + Q_1 \vartheta + f_1 Q_2 \frac{\rho}{r}.$$

Die Kraft F ist also gleich der Summe aus dem Reibungswiderstande an den Bremsklötzen, dem Widerstande der rollenden und Zapfenreibung und $\frac{J}{r} \varepsilon$. ε ist negativ, und wenn wieder gleichförmig verzögerte Bewegung vorausgesetzt wird, so ist die fortschreitende (negative) Beschleunigung:

$$p = r\varepsilon = \frac{c^2}{2s},$$

$$\varepsilon = \frac{c^2}{2sr}$$

(c und s haben dieselben Bedeutungen wie oben).

Demnach wird

$$F = 2fN + Q_1 \vartheta + f_1 Q_2 \frac{\varrho}{r} - \frac{Jc^2}{2sr^2}.$$

$\frac{Jc^2}{2sr^2}$ ist meistens nicht groß, besonders im Vergleich mit dem ersten Gliede; es kann ebenso wie $Q_1 \vartheta$ vielfach vernachlässigt werden.

F kann naturgemäß nie größer werden, als der zwischen Schiene und Rad stattfindende Reibungswiderstand; derselbe tritt auch voll auf, wenn das Rad ganz fest gebremst ist, sodaß nicht mehr Rollen, sondern Schleifen stattfindet. Da dieses Festbremsen (unzweckmäßigerweise) vielfach stattfindet, so ist für F der größtmögliche Wert:

$$F = fQ_1$$

einzuführen.

Diese Kraft wirkt auf den Zug der Bewegungsrichtung entgegen auf das Gleis, also auch auf die Brücke in der Richtung, in welcher der Zug fährt. Dieselbe hat ungünstigstenfalls, wenn $f = 0,25$ gesetzt wird, folgende Größen:

An einer Lokomotivachse:	$F_L = 2.6500 \cdot 0,25 = 3250 \text{ kg},$
an einer Tenderachse:	$F_T = 2.4500 \cdot 0,25 = 2250 \text{ kg},$
an einer Güterwagenachse:	$F_G = 2.4000 \cdot 0,25 = 2000 \text{ kg},$
an einer Personenwagenachse:	$F_P = 2.3300 \cdot 0,25 = 1650 \text{ kg}.$

Litteratur,

die sämtlichen angreifenden Kräfte betreffend.

- Laissle u. Schübler. Der Bau der Brückenträger. 4. Aufl. 1876.
 Heinzerling. Die angreifenden und widerstehenden Kräfte d. Brücken- u. Hochbau-Konstruktionen. Berlin 1876.
 Steiner. Über Brückenbauten in den Vereinigten Staaten von Nord-Amerika. Wien 1878.
 Comolli. Les ponts de l'Amérique du Nord. Paris 1879.
 Winkler. Vorträge über Brückenbau. Theorie der Brücken, I. Heft, 3. Aufl. 1886; II. Heft, 2. Aufl. 1881.
 Eiserne Brücken, IV. Heft. Querkonstruktionen. 2. Aufl. 1884.
 Résal. Ponts métalliques. Paris 1885.
 Waddel. The designing of ordinary iron highway bridges. New-York 1886.

Eigengewichte der Brücken.

- Schwedler. Eigengewicht eiserner Brücken. Zeitschr. f. Bauw. 1861, S. 307, 308.
 Schwedler. Gewichte und Kosten verschiedener eiserner Brückenkonstruktionen. Zeitschr. f. Bauw. 1862, S. 300 u. f.
 Schwedler. Über Brückenbalkensysteme von 200 bis 400 Fuß Spannweite. Zeitschr. f. Bauw. 1863, S. 115 bis 128.
 v. Kaven. Über die Ermittlung des Eigengewichtes u. s. w. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1868, S. 401 u. f.
 Albaret. Poids total des ponts métalliques. Ann. des ponts et chaussées 1870, II. S. 565 u. f.
 Seefehlner. Tabelle zur Berechnung der Eigengewichte eiserner Brückenkonstruktionen für Bahnen. Buda-Pest 1874.

- Müller. Eine Formel für das Gewicht eiserner Brücken. Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1874, S. 205.
 Müller. Balkenbrücken über 200 m Weite. Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1874, S. 206.
 Engesser. Über das Eigengewicht schmiedeiserner Fachwerksbrücken mit parallelen Gurtungen. Zeitschr. f. Bauw. 1878, S. 203 u. f.
 Lehwald. Die größeren Kunstbauten auf der Eisenbahnstrecke Nordhausen-Wetzlar. Zeitschr. f. Bauw. 1880, S. 454.
 Frühling. Versuche mit verschiedenen Arten von Brückenbelag. Centralbl. d. Bauverw. 1881, S. 164.
 Engesser. Eigengewicht von Straßenbrücken. Zeitschr. f. Baukunde 1881, S. 63.
 Gensel. Eigengewichte eiserner Brücken für Sekundärbahnen. Sekundärbahn-Zeitung 1881, S. 3.
 Lucas. Gewichte von Blechträgern mit besonderer Anwendung auf schmalspurige Eisenbahnen. Civilingenieur 1882, S. 38 u. f.
 Note sur les ponts métalliques du chemin de fer de Grande-Ceinture de Paris. Ann. des ponts et chaussées 1883, I. S. 440—560.
 Die Berliner Stadt-Eisenbahn. Zeitschr. f. Bauw. 1885, S. 7 bis 10.

Verkehrslasten.

- Rundschreiben des französischen Arbeitsministeriums, betr. die bei Berechnung der eisernen Brücken anzunehmenden Belastungen u. s. w. Ann. des ponts et chaussées 1877 (Lois, Décrets, Arrêts etc.), S. 1176 u. f.
 Die Fahrzeuge der Sekundärbahnen. Sekundärbahn-Zeitung 1881, S. 197, 206, 237, 247, 262, 281.
 H. v. Waldegg. Handbuch für spezielle Eisenbahntechnik. Bd. IV u. V.
 Die Berliner Stadt-Eisenbahn. Zeitschr. f. Bauw. 1884, S. 129, 137, 227, 374.
 Winkler. Über die Belastungsgleichwerte der Brücken. Centralbl. d. Bauverw. 1884, S. 460 u. f.
 Grundzüge für den Bau und Betrieb der Lokal-Eisenbahnen. Beschlossen am 28. bis 30. Juli 1886 in Salzburg.
 Verordnung des österreichischen Handelsministeriums vom 15. September 1887. Reichsgesetzblatt 1887, S. 413.

Sonstige Kräfte.

- Berechnung des Einflusses der bewegten Lasten auf die Einbiegung der Eisenbahnbrücken. Zeitschr. f. Bauw. 1862, S. 247. Nach:
 Renaudot. Étude de l'influence des charges en mouvement etc. Ann. des ponts et chaussées 1861, I. S. 145—204.
 Ferron. Theorie der Bremsen. Organ f. d. Fortschr. d. Eisenbahnw. 1878, S. 141, 204; 1879, S. 135.
 Über die Wirkung der Bremsen auf Eisenbahnzüge. Organ f. d. Fortschr. d. Eisenbahnw. 1879, S. 152 u. 193.
 Englische Vorschläge über die anzunehmende Größe des Winddruckes. Centralbl. d. Bauverw. 1881, S. 211, 212.
 Winddruck auf Eisenbahnbau-Konstruktionen. Wochenschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1881, S. 218.
 Am Ende. Über die Wahl der Koeffizienten für Winddruck. Centralbl. d. Bauverw. 1881, S. 259, 260.
 v. Loessl. Studie über aerodynamische Grundformeln an der Hand von Experimenten. Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1881, S. 103—113 und S. 131—140.
 Résal. Dynamische Einwirkung der rollenden Last auf eine Brücke. Ann. des ponts et chaussées 1882, II. S. 337—352; 1883, I. S. 277—299. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1883, S. 277 u. 580.
 Normaldruck des Windes auf eine gegen den Luftstrom geneigte Ebene. Centralbl. d. Bauverw. 1885, S. 203, 204.
 Kinzer. Wirkung des Sturmwindes auf Eisenbahnzüge. Centralbl. d. Bauverw. 1884, S. 545, 546.
 Gerlach. Einige Bemerkungen über den Widerstand, den eine ebene Platte und ein Keil von einer gleichförmig strömenden Flüssigkeit erfährt. Civilingenieur 1885, S. 77 u. f.
 Huth. Inanspruchnahme eiserner Eisenbahnbrücken durch das Bremsen der Züge. Deutsche Bauz. 1885, S. 334.

B. Material und Materialwiderstände. Konstruktionselemente.

Von Prof. J. E. Brik.

§ 7. Allgemeines.

Aus der im I. Kapitel dieses Werkes besprochenen Geschichte des Brückenbaues ersieht man, daß die drei Arten des Eisens: Gufseisen, Schmiedeisen und Stahl nacheinander als vorherrschendes Konstruktionsmaterial zur Anwendung kamen.

Die ersten eisernen Brücken waren durchaus in Gufseisen ausgeführt. Auf diese erste Periode des Brückenbaues in Eisen folgte ein Übergangsstadium, während dessen neben dem Gufseisen auch Schmiedeisen (Schweißseisen) — letzteres zur Herstellung der auf Zug beanspruchten Konstruktionsglieder — Anwendung fand.

Der große Aufschwung, welchen die Entwicklung des Eisenbahnwesens nahm, namentlich die hierdurch notwendig gewordene Einführung schwerer Lokomotiven, sowie ungünstige Erfahrungen, welche an verschiedenen Orten mit gusseisernen Eisenbahnbrücken gemacht wurden, erschütterten das Vertrauen zu dem Gufseisen als Konstruktionsmaterial für Eisenbahnbrücken, und hatten zur Folge, daß das verlässlichere Schmiedeisen mehr und mehr zur Verwendung gelangte. Die großen Fortschritte in der Fabrikation des Schmiedeisens und der daraus gefertigten Walzprodukte, insbesondere die hierdurch erzielten Preisermäßigungen, ermöglichten den vollständigen Sieg dieses Materials, sodaß dieses zur Zeit eine fast ausschließliche Herrschaft behauptet. Dennoch konnte das Gufseisen nicht gänzlich aus der Reihe der Konstruktionsmaterialien der Brücken verdrängt werden, da es nicht bloß viele schätzbare Eigenschaften, die es zu verschiedenen Herstellungen vorzüglich geeignet machen, besitzt, sondern auch in Hinsicht auf manche wichtige Nebenkonstruktionen eine vorteilhaftere und zweckmäßigere Anwendbarkeit als Schmiedeisen gestattet. Das Gufseisen findet demnach immerhin vielfache Verwendung und zwar insbesondere zur Herstellung von Nebenbestandteilen, zu welchen die druckvermittelnden Zwischenglieder, Portale, Geländer u. s. w. gerechnet werden.

Die bisher fast unbeschränkte Herrschaft des Schweißeisens als Konstruktionsmaterial der eisernen Brücken wird jedoch in neuerer Zeit von wichtigen Konkurrenten — dem Flußeisen und dem Flußstahle — bestritten. Bisher fanden diese Materialien allerdings nur vereinzelt und ausnahmsweise Anwendung. Der allgemeinen Einführung des Flußstabes und des Flußeisens für Konstruktionen des Brückenbaues steht ein gewisses Mißtrauen in die Verlässlichkeit dieser Materialien, insbesondere seit die von Harkort angestellten Versuche mit genieteten Flußstahlträgern so ungünstige Resultate ergeben haben, entgegen.

Obschon die genannten Materialien ausgezeichnete Festigkeitseigenschaften: hohe Elasticität und Dehnbarkeit besitzen und in dieser Hinsicht das Schweißseisen so bedeutend übertreffen, daß dieselben auch als Brückenbaumaterial den ersten Rang einzunehmen bestimmt scheinen, so lehrte doch die bisherige Erfahrung, daß dieselben nur mit großer Vorsicht in Verwendung gebracht werden dürfen und daß nicht ohne

weiteres die für Schweißseisen bewährten Verbindungsmethoden auch hier am richtigen Platze sind. Die große Empfindlichkeit gegen Temperatureinflüsse, mechanische Behandlung und Bearbeitung, welche den aus Flußstahl erzeugten Konstruktionsteilen eigentümlich ist, verlangt die Ausbildung eigener, diesem Metalle besonders angepaßter Detailkonstruktionen, die von den üblichen für Schweißseisen in Anwendung stehenden nicht unwesentlich abweichen dürften. Es ist nicht unwahrscheinlich, daß die amerikanische Konstruktionsweise hierzu besser geeignet sei, als die für Schweißseisen gebräuchliche Vernietung.

Keinesfalls ist zu bezweifeln, daß es gelingen werde, Detailkonstruktionen ausfindig zu machen, die den Eigentümlichkeiten des Flußstahles angepaßt sind und es ermöglichen werden, dieses Material für den Bau der Brücken überhaupt und insbesondere bei sehr großen Spannweiten oder da, wo die größte Leichtigkeit derselben erfordert wird, unbedenklich nutzbar zu machen und so den Flußstahl als Konstruktionsmaterial der Brücken zur Geltung zu bringen.

Gegenwärtig schon sehen wir die größten Brückenbauwerke der Welt in England und Amerika in Flußstahl zur Ausführung gebracht, während am europäischen Kontinente bisher nur mit großer Vorsicht und schüchternen Versuche im Baue kleinerer Brücken, die zumeist in Flußeisen hergestellt sind, zu verzeichnen sind. Man vergleiche Kap. I, S. 20.

§ 8. Allgemeine Eigenschaften des Materiales mit besonderer Rücksichtnahme auf Elasticität und Festigkeit.

Allgemeines.

Genaue Kenntnis der allgemeinen, insbesondere jedoch der Festigkeitseigenschaften des Konstruktionsmateriales ist eine der wichtigsten Vorbedingungen zur Erzielung rationaler Detaildurchbildung der Konstruktionen. Auf dieser Kenntnis beruht nicht allein die gesamte Dimensionsberechnung, sondern auch die Anordnung der Verbindungen.

Es läßt sich behaupten, daß für jeden speciellen Fall sogar die besondere Qualität des zur Verfügung stehenden Materiales Berücksichtigung bei der Detailanordnung finden müsse, wenn die Konstruktion als durchaus rationell gelten soll. Die auf Grund allgemeiner Eigenschaften des Materiales und mittlerer Festigkeitszahlen basierte konstruktive Anordnung wird den Absichten des Konstrukteurs, namentlich in Hinsicht auf den zu erreichenden Sicherheitsgrad, nur zufällig entsprechen. Lediglich völlige Kenntnis des vorhandenen Materiales und die darauf begründete spezielle Anordnung und Dimensionierung kann Garantie bieten für die faktische Ausnutzung des Materiales neben der zu erreichenden und geforderten Sicherheit.

Der deutsche Eisenbahnverein hat bereits im Jahre 1877 hierzu die Initiative ergriffen, indem er die Einführung einer staatlich anerkannten Klassifikation für Eisen und Stahl nach Qualitäten und die Errichtung von Versuchsstationen u. s. w. anstrebte. Derartige Maßnahmen sind geeignet, die Güte des zur Verfügung stehenden Konstruktionsmateriales mit größerer Sicherheit beurteilen und wählen zu können.

Die Eigenschaften der verschiedenen Arten des Eisens sind im hohen Grade abhängig von dem Rohmaterial, den fremden chemischen Beimengungen, der Fabrikationsart und der nachträglichen Behandlung. Die Berücksichtigung dieser Umstände verdient bei Beurteilung des Materiales volle Beachtung und soll insbesondere bei Wahl des Materiales zu Konstruktionszwecken keineswegs vernachlässigt werden. — Zur Erkenntnis der besonderen Eigenschaften des Materiales gelangt man durch Betrachtung des

Außerer, des Gefüges an Bruchstellen, durch Ätzung der Oberfläche mit Säuren, insbesondere jedoch durch Proben auf Festigkeit und Dehnbarkeit, Bearbeitungsfähigkeit u. s. w. Man vergleiche Kap. XVI, § 4 (Die Prüfungen des Materiales).

Wir schreiten nun zur Besprechung der wichtigsten Eigenschaften der drei Arten des Eisens, indem wir in kurzen Zügen die Charakteristik dieser Materialien geben.

Zuvor sei jedoch bemerkt, daß die Bezeichnungen Schmiedeisen und Stahl nicht geeignet sind, die gegenwärtig im Handel vorhandenen Eisensorten vollständig zu charakterisieren. Jedenfalls sind die Benennungen, welche von der Kommission der Juroren für Eisenhüttenwesen der Ausstellung zu Philadelphia vorgeschlagen wurden, vorzuziehen. Diese Bezeichnungen sind: Schweifs-Eisen für schmiedbares Eisen, welches aus erweichten Massen oder Packeten oder in irgend einer Form und Gestalt außerhalb des flüssigen Zustandes dargestellt worden ist und das sich nicht merklich härten oder tempern läßt; Schweifs-Stahl für Eisen der soeben unterschiedenen Art, welches aus irgend einer Ursache gehärtet und nachgelassen werden kann; Flufs-Eisen (Ingot-Eisen) für jenes Eisen, das im flüssigen Zustande in schmiedbare Massen gegossen wird, und welches nicht merklich härter wird, wenn es im rotglühenden Zustande in Wasser getaucht wird; endlich Flufs-Stahl (Ingot-Stahl) für jene zuletzt unterschiedene Eisenart, welche jedoch aus irgend einem Grunde sich härten läßt.

1. Das Gufseisen.

Das hier in Betracht kommende ist das „graue“ Gufseisen. Sein spezifisches Gewicht ist im Mittel $7,1^{20)}$, die Schmelztemperatur zwischen 1600° bis 1700° C. Die Textur ist krystallinisch körnig bis dicht; am grobkörnigsten sind die dunkelgrauen, am feinkörnigsten die lichten Varietäten. Die Größe des Gufsstückes hat einen wesentlichen Einfluß auf die Größe des Kornes. Dieselbe Roheisensorte, welche in einem Gufsstücke von vielleicht 30 cm Durchmesser auf dem Bruche ein sehr grobkörniges Gefüge von dunkler Farbe zeigt, wird als Stab von 3 cm Stärke eine hellgraue Farbe und dichte Textur besitzen. Ebenso übt die Art des Abkühlens auf die Textur Einfluß aus. Das Roheisen ist umso besser, je zackiger der Bruch erscheint und je dunkler und glänzender er ist. Die lichtgrauen oder schwach halbierten Eisensorten besitzen eine größere Festigkeit als die dunkelgrauen. Wiederholtes Umschmelzen erhöht die Festigkeit; Fairbairn fand, daß das Roheisen nach 12 maligem Umschmelzen die größte Festigkeit erlangte.

Die Festigkeit des Gufseisens schwankt je nach der Qualität in weiten Grenzen. Versuche, die in Woolwich angestellt wurden, ergaben die Festigkeit:

gegen Zug zwischen	700 bis 2400 kg f. d. qcm,
gegen Druck zwischen	2910 „ 9800 „ „ „
gegen Bruch durch Biegung zwischen	181 „ 800 „ „ „

Grashof giebt die folgenden Mittelwerte (in kg f. d. qcm) an:

Tragfestigkeit gegen			Elasticitätsgrenze		Ausdehnung an der Elasticitätsgrenze		Elasticitätsmodul	
Zug	Druck	Schub	Zug	Druck	Zug	Druck	Zug und Druck	Schub
1250	7500	2000	750	1500	0,00075	0,0015	1 000 000	375 000

²⁰⁾ Nach Maßgabe der „Normal-Bedingungen für die Lieferung von Eisenkonstruktionen“, welche im Jahre 1886 von dem Verbands deutscher Architekten- und Ingenieur-Vereine unter Mitwirkung des Vereins deutscher Ingenieure und des Vereins deutscher Eisenhüttenleute aufgestellt worden sind, ist bei Gewichtsberechnungen das spezifische Gewicht des Gufseisens gleich 7,25 anzunehmen.

Über das Verhalten gusseiserner Stäbe gegen Biegung giebt ein beachtenswerter Aufsatz von C. Bach in der Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1888, S. 193 u. ff. Aufschluß. Die wichtigsten Resultate jener Untersuchungen sind:

1. Für auf Biegung beanspruchte Gufseisenstäbe ist eine Elasticitätsgrenze nicht vorhanden, gleichgiltig, ob man die letztere auffaßt als die Spannung, bis zu welcher Proportionalität zwischen Dehnungen und Spannungen besteht, oder ob man sie als Grenze vollkommener Elasticität ansieht.
2. Je mehr die Querschnittsfläche sich in zwei dünnen, von der Nullachse abstehenden, ihr jedoch parallelen Streifen (Flantschen) zusammendrängt, desto mehr nähert sich auch die auf Grund der Biegungslehre aus der Bruchbelastung berechnete Biegezugfestigkeit der Zugfestigkeit des gleichen Materials, sowie der Biegezugelasticitätsmodul dem Zugelasticitätsmodul.
3. Der Elasticitätsmodul der verschiedenen übereinander befindlichen Schichten eines auf Biegung beanspruchten Gufseisenstabes ist nicht von gleicher Größe; derselbe nimmt mit wachsender Dehnung oder Spannung ab. Infolge dessen sind die Spannungen in den äußersten Schichten thatsächlich bedeutend kleiner, als sie sich nach der Biegungslehre ergeben, während das nach der Nullachse hin gelegene Material im Verhältnis zu seinem Abstand von dieser stärker gespannt ist, als das weiter auswärts befindliche.

Die aus Biegeversuchen auf Grund der Biegungslehre bestimmte Biegezugfestigkeit überschreitet die für dasselbe Material ermittelte Zugfestigkeit umso bedeutender, je mehr sich das Material verhältnismäßig nach der Nullachse hin zusammendrängt. So zeigte sich die Biegezugfestigkeit für ein Gufseisen, dessen Zugfestigkeit durch Zerreißen zu 1369 kg gefunden worden war,

für einen quadratischen Querschnitt, dessen Diagonale in der

Kraftebene liegt	3218 und 3323 kg,
für einen I-förmigen Querschnitt	2929 „ 3153 „
für einen kreisförmigen Querschnitt	2905 „ 2986 „
für einen quadratischen Querschnitt	2372 „ 2538 „
für einen rechteckigen Querschnitt	2395 „ 2566 „
und für einen I-förmigen Querschnitt	1979 „ 2111 „

Die mechanische Arbeit des Widerstandes gegen Stosswirkungen und lebendige Kräfte überhaupt findet ihren Ausdruck durch $W = \frac{1}{2} \frac{k^2}{E} f \cdot l$, wobei k die Spannung in der Längenrichtung eines Stabes, E der Elasticitätsmodul des Materiales, f der Querschnitt und l die Länge des Stabes.

Für die Elasticitätsgrenzen ergibt sich, wenn $f = 1$ qcm und $l = 1$ cm, gegen Zug $W_1 = 0,28$ kgcm und gegen Druck $W_2 = 1,125$ kgcm, als die mechanische Arbeit des Widerstandes eines Kubikcentimeters des Stabmateriales. Die Werte W_1 und W_2 werden die „Arbeitsmodul“ des Materiales genannt.

Die Güte des Gufseisens, insbesondere seine Festigkeit und Elasticität, hängt mit der Qualität des Rohmateriales und der Behandlungsart des Gusses zusammen. Gutes Rohmaterial, wiederholtes Umschmelzen und hauptsächlich große Sorgfalt für allmähliches und gleichmäßiges Abkühlen der gegossenen Stücke läßt ausgezeichnete Resultate erreichen, wie die amerikanischen Erzeugnisse, namentlich die dort gefertigten Lokomotivräder aus Gufseisen, die nach Tunner eine Dauer von 80000 bis 95000 durchlaufenen Kilometer und darüber aufweisen, lehren.

Auf die Form des Gußstückes kommt ebenfalls viel an. Es ist hierbei anzustreben, daß eine gleichmäßige Abkühlung ermöglicht werde; also möglichste Einfachheit und Gleichmäßigkeit der Form, allmähliche Übergänge ohne scharfe Absätze oder plötzliche Unterbrechungen und thunlichste Vermeidung von excentrischen Massendispositionen u. a. m.

Im Brückenbaue der Neuzeit findet das Gufseisen Anwendung zur Herstellung von Auflagerkonstruktionen, Portalen, Geländern, zur Konstruktion eiserner Brückenstützen u. s. w.

2. Das Schweisseisen (Schmiedeeisen).

Diese kohlenstoffärmste Art des Eisens besitzt ein spezifisches Gewicht von 7,6 bis 7,8. Dasselbe ändert sich mit der Qualität und wird durch die mechanische Behandlung beeinflusst. Nach Kirkaldy's Versuchen wird das spezifische Gewicht vermindert durch kaltes Walzen und durch starke Beanspruchung auf Zug, obgleich im letzten Falle der Querschnitt sich verkleinert. Bei Gewichtsberechnungen ist nach Maßgabe der „Normal-Bedingungen“ (vergl. Anmerk. 20) das spezifische Gewicht gleich 7,8 anzunehmen.

Gutes Schweisseisen zeigt einen körnig-zackigen Bruch von lichtgrauer Farbe. Im allgemeinen ist die gute Qualität charakterisiert durch Gleichmäßigkeit des Gefüges und die Zusammengehörigkeit eines hellen Farbtones mit mattem Glanz, oder dunkler Farbe mit starkem Glanz am frischen Bruche. Die Größe des Kornes nimmt mit zunehmendem Kohlenstoffgehalt ab; durch Walzen, Schmieden, Strecken u. s. w. geht die körnige Textur in eine faserige, sehnige über.

Blankes Schweisseisen nimmt bei Temperaturen zwischen 300 bis 400° C. nach und nach Anlauffarben in der Reihenfolge: gelb, orange, violett, blau, grün, endlich farblos, an. — Hiernach erscheinen die Glühhitzen und zwar:

bei 525° C. anfangendes Rotglühen,
 „ 700° C. Dunkelrotglühen,
 „ 800° bis 1000° C. Kirschrotglühen,
 „ 1100° C. Dunkelorange,

bei 1200° C. liches Glühen,
 „ 1300° C. Weißglühen,
 „ 1500° bis 1600° C. blendendes Weißglühen und
 „ 1900° bis 2100° C. Schmelzung.

Bevor das Schmelzen eintritt, nimmt das Eisen eine teigartige Beschaffenheit an, in welchem Zustande es schweißbar ist. Durch plötzliches Abkühlen ist das Schmiedeeisen gar nicht oder nur in sehr geringem Maße härtbar.

Fremde Beimengungen beeinflussen die Qualität des Eisens in hohem Grade. So erzeugt der Gehalt an

Schwefel: Rotbruch (dunkelgraue Farbe, schwacher Glanz, fadige Textur des Bruches),

Phosphor: Kaltbruch (hellweiß, starker Glanz, flaches schuppiges Korn),

Silicium: Faulbruch (kurzes und dickfaseriges Gefüge von dunkler Farbe und ohne Glanz, im Gemenge mit körnigem Gefüge).

Infolge von Fehlern bei der Fabrikation oder der Bearbeitung können entstehen:

Rohbruch, durch ungleichmäßige und unvollkommene Puddel- oder Frischarbeit. (Der Bruch ist grobkörnig, glänzend, weiß, neben feinem Korn und dunkler Farbe);

Verbranntes Eisen. Dasselbe entsteht, wenn das Eisen längere Zeit einer trockenen Hitze ausgesetzt und dadurch kohlenstoffärmer geworden ist. (Der Bruch zeigt ein ungleichmäßiges, grobkörniges oder blätteriges Gefüge, starken Glanz, weißer Farbe mit einem Stich ins Gelbliche);

Hadriges, schiefriges, unganzes Eisen. Dasselbe entsteht infolge schlechter Schweißung oder fehlerhafter mechanischer Behandlung. (Der Bruch zeigt eingemengte Schlacke oder Hammerschlag.)

Die Festigkeit und Elasticität des Schweisseisens ist abhängig von der Fabrikationsart, den fremden Beimengungen und der nachträglichen mechanischen Behandlung. Die Festigkeit gegen Zug variiert nach Bauschinger zwischen 2300 bis 4890 kg, nach Kirkaldy sogar bis 6200 kg f. d. qcm. Die Ausdehnung beim Zerreißen erreicht bei zähen Eisensorten bis 30% der Länge.

Nach zahlreichen Versuchen, die Professor Jenny in Wien anstellte, ergaben sich die Mittelwerte:

	Festigkeit gegen Zug kg f. d. qmm	Verhältnismäßige Querschnitts- zusammenziehung
a. für Eisenbleche parallel zur Walzrichtung	38,7	30 %
" " quer zur Walzrichtung	36,8	20 %
b. für Walzeisen I. Kategorie	40,0	41 %
" " II. Kategorie	35,6	31 %

Der Einfluß der fremden Bestandteile auf die Festigkeit und Elastizität ist in folgendem skizziert:

Kohlenstoff. Mit zunehmendem Kohlenstoffgehalt nimmt die Festigkeit gegen Zug zu, die Dehnbarkeit jedoch ab. Dieses Anwachsen der Festigkeit findet jedoch (nach Styffe) nur bis zu einem Kohlenstoffgehalte von 0,8 % statt. Ein Überschreiten dieser Grenze hat wieder eine Abnahme der Festigkeit zur Folge.

Die Elastizitätsgrenze wächst in ähnlicher Weise, wie die Festigkeit, mit dem Kohlenstoffgehalte.

Phosphor erhöht die Festigkeit und die Elastizitätsgrenze, vermindert dagegen die Dehnbarkeit.

Einfluß der mechanischen Behandlung. Strecken, Kaltwalzen, Hämmern und alle Operationen, welche ein Überschreiten der Elastizitätsgrenze im Gefolge haben, bewirken eine Erhöhung der Zugfestigkeit und der Elastizitätsgrenze, vermindern jedoch die Dehnbarkeit und Zähigkeit. Ausglühen hat dagegen eine entgegengesetzte Wirkung. Nach Kirkaldy's Versuchen erhöhte sich die Festigkeit von 3220 kg f. d. qcm durch Kaltwalzen bis auf 6260 kg und sank durch Ausglühen wieder auf 3580 kg herab. In einem anderen Falle erhöhte sich die Festigkeit von 4260 kg f. d. qcm auf 5270 kg und sank durch Ausglühen auf 4380 bzw. 3970 kg f. d. qcm herab. Wiederholte Bearbeitung des Schmiedeeisens, wie man dieselbe in England anzuwenden pflegt, um das beste und zähste Eisen zu erhalten, ergaben eine Verbesserung der Qualität zunehmend mit der Anzahl der Bearbeitungen, die jedoch eine gewisse Grenze erreichte, von wo ab wiederum Verminderung der Festigkeit eintrat.

Auf den *Mersey Iron and steel works* wurde von Clay ein Versuch gemacht, wonach eine Stange von gewöhnlichem faserigen, gepuddelten Eisen durchgeschmiedet und dann gewalzt wurde. Ein Stück wurde als Probe aus der Mitte entnommen, der Überrest wieder zusammengeschmiedet und dann ausgewalzt u. s. f., bis das letzte Stück 12 Bearbeitungen erlitten hatte. Die Festigkeit betrug bei den verschiedenen Stücken: 3086, 3716, 4189, 4189, 4031, 4346, 4189, 4031, 4031, 3804, 3653, 3086. Ähnliche Versuche mit Puddelstahl ergaben: 6813, 8555, 7846, 8555, 7846, 7846, 6407, 6407, 6407, 6407 (v. Kaven, Collectaneen).

Im allgemeinen erkennt man, daß alle Umstände, welche eine Vermehrung an Festigkeit im Gefolge haben, gleichzeitig eine Einbuße an Dehnbarkeit mit sich bringen.

Der Einfluß der Form des Stabes auf die Festigkeit wurde von Kirkaldy und Vickers untersucht und hierbei gefunden, daß Rundstäbe, die in kurzen Strecken auf einen kleineren Durchmesser abgedreht wurden, eine größere Tragfestigkeit zeigten, als solche mit konstantem Durchmesser; größere Länge des eingedrehten Teiles ergab wieder Verminderung der Tragfestigkeit. Professor Weyrauch²¹⁾ erklärt diese Erscheinung aus der Ungleichartigkeit des Materiales, in deren Folge eine exen-

²¹⁾ Weyrauch, J. Festigkeit und Dimensionsberechnung u. s. w. Leipzig 1876.

trische Beanspruchung und Biegung auftrate, wogegen bei kurz eingedrehten Stäben diese Biegung umso geringer werden müsse, je kürzer der eingedrehte Teil ist. Die Beobachtung Styffe's, daß jede auf Zug beanspruchte Stange bei starker Belastung Ausbiegungen annimmt, scheint diese Erklärung zu bestätigen.

Stäbe mit scharf absetzenden Querschnittsänderungen zeigen jedoch gegen wiederholte Anstrengungen geringere Widerstandsfähigkeit, als solche, bei welchen der Übergang mittels Hohlkehlen stattfindet (Wöhler's Versuche). Aus dem Mitgeteilten geht hervor, daß mannigfache Ursachen die Festigkeit und Dehnbarkeit des Eisens beeinflussen, und daß demnach Verschiedenheiten in dem Verhalten selbst gleichartig erzeugter Eisensorten gegen äußere Kräfte zur Erscheinung gelangen können.

Ganz besonders bemerkbar machen sich diese Verschiedenheiten durch die Werte der Elasticitätsmodul. Die Ermittlung dieser Größen ist an und für sich eine schwierige und setzt eine außerordentliche Genauigkeit und Sorgfalt bei den Versuchen voraus. Professor Jenny macht in seinem Werke: „Festigkeitsversuche und die dabei verwendeten Maschinen an der k. k. technischen Hochschule in Wien. 1878“ auf diesen wichtigen Umstand aufmerksam und betont ausdrücklich, daß selbst bei einer Genauigkeit in den Ablesungen der Längen bis zu 0,001 mm die Werte der Elasticitätsmodul, unter den günstigsten Umständen, bei den Maßeinheiten des Kilogramms und des Millimeters, bis auf die Stelle der Hunderte richtig zu bestimmen außerordentlich schwierig sei. So könne, einem berechneten Beispiele zufolge, dieser Wert für eine Eisensorte ebensowohl mit 19700 als mit 20300 bemessen werden.

Hieraus ergibt sich, daß Versuche, die mit minder genauen Apparaten und Vorrichtungen vorgenommen wurden, bezüglich der ermittelten Elasticitätsmodul nur ungenaue Resultate erwarten lassen, welche mit einem gewissen Mißtrauen aufgenommen werden müssen. Aber selbst möglichst genaue Versuche ergeben erhebliche Verschiedenheiten der Elasticitätsmodul, so zwar, daß nach Jenny's Versuchen z. B. für Eisenbleche diese Größe Werte zwischen 15200 bis 22900, bei Walzeisenstäben zwischen 20700 bis 22200 ergab, wobei das Kilogramm und das Millimeter als Maßeinheit vorausgesetzt sind.

Man hat die Beobachtung gemacht, daß auch das Profil der Walzeisen von Einfluß auf die Größe des Elasticitätsmodul sei. Diese Erscheinung findet eine Erklärung in dem Umstande, daß das Material während des Walzprozesses Streckungen erleidet, welche seine Festigkeit und Dehnbarkeit beeinflussen. Dies wird insbesondere dann der Fall sein, wenn das Eisenstück in abgekühltem oder erkaltetem Zustande die Walzen passiert. Die dabei auftretenden, die Elasticitätsgrenze überschreitenden Dehnungen des Materiales ändern dann die Festigkeit und Dehnbarkeit und mithin den Elasticitätsmodul.

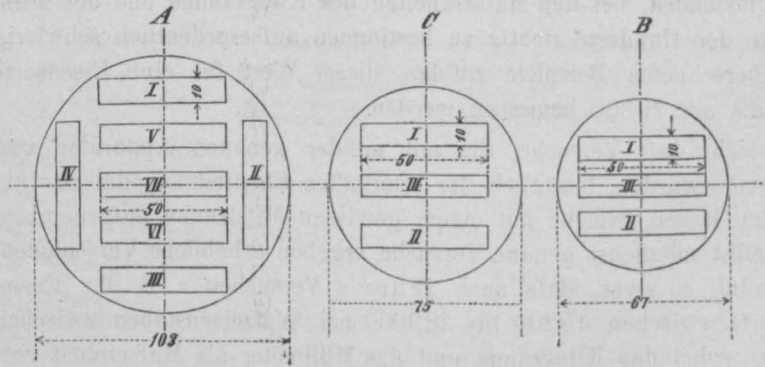
Es läßt sich hierdurch auch die Erscheinung erklären, daß selbst die aus ein und demselben Formeisenstabe geschnittenen Probestäbe verschiedene Elasticitätsmodul zeigen, je nach den Orten im Profile, aus welchen die Probestücke entnommen wurden. Die Streckungen, welche vom Material des Formeisens erlitten werden, sind nämlich keineswegs durchaus gleichmäßig, sondern mit den Geschwindigkeiten der Walzen-Umfänge verschieden, daher wird auch das elastische Verhalten des Materiales in demselben Querschnitte des Profiles gegen ausdehnende Kräfte ein verschiedenes sein können.

Professor Jenny teilt in seinem oben citierten Werke auch Versuche über die Festigkeit und Dehnbarkeit von Probestäben, welche aus verschiedenen Orten des Querschnittes dreier Rundeisenstangen A, B und C, Fig. 7, S. 45, geschnitten wurden, mit. Nachfolgende Tabelle enthält die erhaltenen Resultate auszugsweise:

Zeichen des Probestabes.	Spezifisches Gewicht.	Elastizitäts- modul E	Elastizitäts- grenze k ,	Tragfestig- keit gegen Zug	Ausdehnung an der Elastizitäts- grenze	Bleibende Aus- dehnung nach dem Bruche	Arbeitsmodul für die Elastizitätsgrenze:
							$W = \frac{1}{2} \frac{k_1^2}{E} \cdot \text{kgmm}$
Kilogramm pro qmm.				pro Längeneinheit.			
A I	7,750	19 600	12,91	34,71	0,00066	0,083	0,00425
A II	7,710	20 700	14,40	37,80	0,00070	0,152	0,00502
A III	7,806	20 000	13,60	38,88	0,00068	0,149	0,00463
A IV	7,781	20 800	14,71	37,38	0,00071	0,163	0,00521
A V	7,805	16 300	13,60	26,73	0,00083	0,029	0,00566
A VI	7,750	20 300	13,42	32,35	0,00066	0,059	0,00444
A VII	7,753	17 700	13,37	32,23	0,00076	0,064	0,00505
B I	7,505	22 500	15,60	35,97	0,00069	0,167	0,00541
B II	7,464	22 500	15,91	36,72	0,00071	0,116	0,00563
B III	7,497	20 700	15,19	38,60	0,00074	0,125	0,00554
C I	7,843	20 000	14,42	39,65	0,00072	0,202	0,00518
C II	7,785	22 800	14,30	39,34	0,00063	0,222	0,00450
C III	7,740	20 600	14,39	40,18	0,00070	0,191	0,00502

Wenn von dem Probestabe A V, der im Bruche bedeutende Ungleichmäßigkeiten zeigte, abgesehen wird, so erkennt man, daß im allgemeinen der Elastizitätsmodul und die Festigkeiten der aus der Stange

Fig. 7.



A geschnittenen Stäbe in die Augen fallende Verschiedenheiten aufwiesen. Zugleich bemerkt man, daß die nahe der Oberfläche entnommenen Probestücke A I, A II, A III u. A IV größere Festigkeiten und Elastizitätsmodul hatten als der mittlere Stab A VII.

Die beiden Stangen B und C zeigten ein gleichmäßigeres Verhalten, was bei den verhältnismäßig kleineren Querschnitten auch zu erwarten stand.

Die Verschiedenheit der Elastizitätsmodul gab Veranlassung, mehrseitig zu bezweifeln, ob theoretische Resultate, welche auf Grundlage vorausgesetzter Homogenität des Materiales erhalten wurden, auf Brückenbauten anwendbar seien und dies dadurch zu begründen, daß letztere aus Konstruktionselementen zusammengesetzt sind, die eine Gleichartigkeit bezüglich des Elastizitätsmodul nicht erwarten lassen und deshalb der bei der Berechnung gemachten Voraussetzung der Homogenität nicht entsprechen.

Es ist wohl keine Frage, daß bei einer aus mehreren Teilen von verschiedener Dehnbarkeit zusammengesetzten Konstruktion die Beanspruchungen der einzelnen Teile verschieden ausfallen werden, da die dehnbareren Elemente durch eintretende Dehnung mehr nachgeben, als die steiferen, wodurch diese jedenfalls eine Mehrbeanspruchung erleiden. Besonders bei inniger Verbindung der verschiedenen Teile untereinander müssen infolge der verschiedenen Dehnbarkeiten derselben an den gegenseitigen Berührungsflächen Schubspannungen auftreten, welche durch die Verbindungsmittel auf die minder nachgiebigen Teile diese Spannungsdifferenzen übertragen, hierdurch Mehrbeanspruchung daselbst hervorrufen und somit auch deren entsprechend stärkere Dehnung oder Streckung veranlassen. Hierdurch wird schließlich ein Zustand hergestellt, in welchem der zusammengesetzte Stab ein ähnliches Verhalten annimmt, wie ein aus homogenem Materiale bestehender elastischer Stab mit gleichen Ausmaßen, jedoch einem verschiedenen,

aus der Vereinigung ungleichmäÙig-elastischer Elemente resultierenden mittleren Elastizitätsmodul.

Es wurde bereits darauf hingewiesen, daÙ bei Walzeisen in den verschiedenen Orten des Querschnittes auch Verschiedenheiten in Bezug auf Festigkeit und Dehnbarkeit gefunden wurden. Auch hier ist das Verhalten dem vorhin erwähnten analog und der Elastizitätsmodul gleichfalls bloÙ einem mittleren resultierenden Werte entsprechend und nicht gleichwertig jenem des homogen gedachten Materiales.

Konstruktionen, die aus einzelnen Elementen zusammengesetzt und miteinander innig verbunden sind, wie dies beispielsweise durch die Nietung geschieht, werden demnach ebenso zu beurteilen sein, wie solche aus völlig gleichmäÙig elastischem Materiale. Der diesen Konstruktionen — als einem einheitlichen Ganzen — zukommende Elastizitätsmodul ist jedoch von vornherein nicht bestimmbar, er ist vielmehr ein aus dem Verhalten der entstandenen Konstruktion erst abzuleitender, aus der Gesamtwirkung der verbundenen Elemente resultierender Wert, dem dieselbe Bedeutung zukommt, wie für einfache ähnliche Gebilde aus homogenem Material. Hiernach können die theoretischen Resultate ohne Bedenken auch auf genietete Brückenkonstruktionen angewendet werden, und zwar umso mehr, als die Ergebnisse der Erfahrung bisher durchaus zu keinem gegenteiligen Schlusse berechtigen, sondern weit eher für die Gültigkeit derselben sprechen.

Mittelwerte der Festigkeit und Elasticität des Schweisßeisens. (Nach Grashof.)

Material.	Tragfestigkeit. Kilogramm f. d. qcm			Elasticitätsgrenze. Kilogramm f. d. qcm			Ausdehnung an der Elasticitätsgrenze pro Längeneinheit.		Elasticitätsmodul.	
	Zug	Druck	Schub	Zug	Druck	Schub	Zug	Druck	Zug u. Druck	Schub
Stabeisen	4000	3500	3500	1400	1400	1050	0,0007	0,0007	2000000	750000
Eisenblech	3500	3000	—	1400	1400	1050	0,0008	0,0008	1750000	656200
Draht	6500	—	—	2400	—	—	0,0012	—	2000000	7500

Die mechanische Arbeit des Widerstandes eines in seiner Längachse beanspruchten Stabes gegen lebendige Kräfte ist durch den Wert: $W = \frac{1}{2} \frac{k^2}{E}$, welcher sich auf die Volumeinheit des Stabes bezieht, ausgedrückt.

Für die der Elasticitätsgrenze entsprechende Spannung ergibt sich mit den Mittelwerten: $k = 1400$ kg f. d. qcm und $E = 2000000$, der Arbeitsmodul:

$$W = \frac{1}{2} \cdot \frac{(1400)^2}{2000000} = 0,49 \text{ kgcm.}$$

Die mechanische Arbeit des Widerstandes kommt in Betracht bei allen Konstruktionen, die Erschütterungen und Stöße auszuhalten haben, also insbesondere auch bei Brücken. Im allgemeinen wird demnach die Qualität des zu diesen Konstruktionen zu verwendenden Eisens nach dem Werte W — dem „Arbeitsmodul“ — zu beurteilen sein und der Vorzug ist jenem Materiale einzuräumen, das einen größeren Wert hierfür aufweist. Selbstverständlich ist es, daÙ insbesondere die den Stosswirkungen und Erschütterungen direkt ausgesetzten Konstruktionsteile das geeignete Material, also ein solches mit möglichst großem Arbeitsmodul, erhalten. Der Arbeitsmodul ist jedoch um so größer, je höher die Elasticitätsgrenze liegt und je kleiner der Elasticitätsmodul bzw. je größer die relative Längenänderung des Stabes ist; man wird daher bei Wahl des Materiales nicht bloÙ auf hohe Festigkeit, sondern auch auf die Größe der Dehnbarkeit zu achten haben. Namentlich die letztere ist für Brückenkonstruktionen von großer Bedeutung. Sie ist nicht bloÙ mit Rücksicht auf Konstruktionen, welche Erschütterungen und Stöße zu erleiden haben, unerläÙlich erforderlich, sondern sie allein

ermöglicht es, daß Konstruktionselemente von ungleichmäßiger Dehnbarkeit zu einem konstruktiv als Ganzes wirkenden Körper vereinigt werden können. Namentlich gilt dieses von Konstruktionen, die mittels Nietung hergestellt sind und wo lediglich die Dehnbarkeit der Materialien eine Übertragung und Verteilung der Spannungen durch die Verbindungsmittel, insbesondere bei mehrreihigen Nietungen, ermöglicht. Aus den angeführten Gründen wird für die Qualität des Brückeneisens meistens die minimale Tragfestigkeit gegen Zug und die Dehnung an der Bruchgrenze, oder die Zusammenziehung des Querschnittes an der Bruchstelle vorgeschrieben.

So verlangen die hannoverschen Vorschriften, daß im Mittel die Tragfestigkeit gegen Zug 3400 kg f. d. qcm betragen, und das Material beim Bruche sich bis zu $\frac{1}{10}$ der Länge ausdehnen müsse.

Hiernach sollen die Tragfestigkeiten und Ausdehnungen in folgenden Grenzen sich bewegen:

Tragfestigkeit	2800 (<i>min</i>)	3370	3870
Ausdehnung	0,1994	0,1666	0,145 (<i>min</i>).

In Amerika wird in den Submissionsbedingungen beispielsweise vorgeschrieben: Tragfestigkeit gegen Zug 3900 bis 4200 kg f. d. qcm, Dehnungen vor dem Bruche von 10 bis 15 % der Länge. Die Elasticitätsgrenze soll zwischen 1600 bis 1750 kg liegen. Außerdem wird auf Gleichmäßigkeit des Elasticitätsmodul gesehen. Überdies wird jedes Stück auf das doppelte der berechneten Spannung (1400 kg f. d. qcm) probiert, wobei meist noch vorgeschrieben ist, daß während der Spannung das Stück mit einem kräftigen Hammerschlag erschüttert werde.

Nach Vorschlägen einer Kommission des Verbandes deutscher Architekten- und Ingenieur-Vereine und des Vereins deutscher Eisenbahnverwaltungen, welche aus den Jahren 1877 und 1878 stammen, sollte die Kontraktion an der Bruchstelle bei Zerreißproben allein als Maß der Zähigkeit gelten und die Klassifikation der Eisenqualität nach dem Vorschlage Wöhler's durch einen Qualitätskoeffizienten: $c = \text{Zugfestigkeit pro qmm} + \text{Kontraktion in \%}$ bestimmt werden.²²⁾

Trotz den gegenteiligen Äußerungen des Vereins deutscher Hüttenleute, daß der von Zufälligkeiten abhängenden Querkontraktion nur ein untergeordneter Wert beizumessen und vielmehr auf die Dehnung beim Zerreiß, sowie auf die Durchführung von Bieg- und Schlagproben das Hauptgewicht für die Beurteilung der Qualität eines

²²⁾ Professor G. Schmidt berechnete für cylindrische Probestäbe unter Voraussetzung vollständiger Homogenität auf Grund des Erfahrungsergebnisses, daß das Volumen der durch axiale Kräfte deformierten Stäbe konstant bleibe, unter Annahme parabolischer seitlicher Begrenzungslinien, die Beziehung zwischen der maximalen Längenänderung nach dem Bruche und der Querkontraktion durch die Gleichung:

$$\frac{l}{l_1} = \frac{1}{15} \left[8 \left(\frac{r}{R} \right)^2 + 4 \left(\frac{r}{R} \right) + 3 \right],$$

worin bedeuten:

- l die ursprüngliche Länge des Cylinders,
- l_1 die geänderte Längendimension nach dem Zerreiß,
- r den kleinsten Halbmesser in der Stabmitte,
- R den unverändert bleibenden Halbmesser des Cylinders nächst den Köpfen.

Je kleiner der Quotient $\left(\frac{r}{R} \right)$ bei hoher Festigkeit, umso geschätzter ist das Material; Schmidt findet unter obigen Voraussetzungen für das absolut verlässlichste Material

$$\left(\frac{r}{R} \right) = 0,683 \text{ und damit } \frac{l_1}{l} = 1,585,$$

wonach die höchst mögliche Verlängerung $58\frac{1}{2}\%$ betragen würde. (Techn. Blätter 1882.)

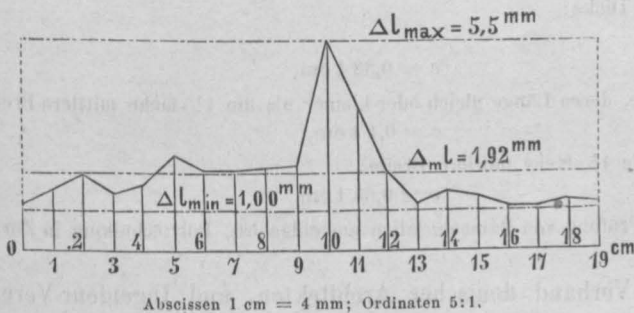
Eisenmaterialen zu legen sei, hat in Deutschland und Österreich jene von Wöhler vorgeschlagene Klassifikation dennoch Eingang und vielfache Anwendung gefunden.

Professor Tetmajer gelangte auf Grund zahlreicher Versuchsergebnisse gleichfalls zu dem Schlusse, daß die Querkontraktion nicht maßgebend für die Zähigkeit des Materials sein könne und erklärt sie als etwas ganz Örtliches, worin die durch Ungleichmäßigkeit bedingte Weichheit einzelner Stellen des Materials zum Ausdruck kommt.

Die Richtigkeit dieser Einwände erhellt schon aus dem Umstande, daß an den Probestäben fast immer die eigentliche Bruchseinschnürung eine deutliche Begrenzung erkennen läßt, sodaß an diesem Orte das Vorhandensein weicheeren Materials augenfällig wird. Ein Stab von vollkommen gleichartigem Stoffe würde eine derartige Einschnürung niemals annehmen, denn die Dehnung und die Kontraktion müßte in diesem Falle eine durchaus gleichmäßige sein.

Wird die Länge des Probestabes in eine Anzahl gleicher — etwa 1 cm langer — Teile eingeteilt und werden die Dehnungen dieser Teile besonders gemessen und in entsprechendem Maßstabe als Ordinaten aufgetragen, so erhält man durch Verbindung ihrer Endpunkte eine gebrochene Linie, welche den Anteil eines jeden Stabteiles an der Gesamtausdehnung deutlich macht. Die auftretende Einschnürung macht sich örtlich durch das rasche Ansteigen dieser Linie bemerklich. In der Mehrzahl der

Fig. 8.



Fälle erstreckt sich die Stelle der Einschnürung bei zähem Material auf die Länge von 2 bis 4 cm, bei härterem Material auf noch geringere Länge. Fig. 8 stellt ein derartiges Diagramm dar.

Ein weiterer Umstand, welcher gegen die Einführung der Kontraktion als Zähigkeitsmaß spricht, ist die Schwierigkeit

der genauen Ermittlung des Inhaltes der Bruchfläche, da dieselbe keineswegs eine ebene ist. Die Dehnungen lassen dagegen eine scharfe Messung zu. Mit Zuhilfenahme des Erfahrungssatzes, wonach das Volumen des Probestabes konstant bleibt, kann aus den gemessenen Dehnungsgrößen auch die örtlich entsprechende Querkontraktion berechnet werden.

Im Gegensatz zu Wöhler's Qualitätszahl führt Tetmajer zu seinen Qualitätsbestimmungen der Materialien die „Arbeits-Kapazität“ derselben ein, indem er als Qualitätskoeffizienten das Produkt aus Zugfestigkeit f , d. qcm mit dem Dehnungskoeffizienten als Maßstab für die Klassifikation ansieht. Der Qualitätskoeffizient Tetmajer's ist hiernach: $c = \beta \cdot \lambda$, wobei β die spezifische Bruchspannung f. d. qcm des ursprünglichen Querschnittes in Tonnen, $\lambda = \frac{\Delta l}{l}$ der Dehnungskoeffizient gleich der relativen Längenänderung nach dem Bruche.

Für Brücken- und Hochbaukonstruktionen soll Schweisseisen nach Tetmajer im Minimum die nachstehenden Festigkeitszahlen und Qualitätskoeffizienten aufweisen, wobei die Dehnung auf eine ursprüngliche Stablänge von 20 cm zwischen den Körnern zu beziehen ist.

1. Niet- und Schraubenmaterial:

Zugfestigkeit $\beta = 3,8 \text{ t f. d. qcm}$,

Scherfestigkeit nicht unter $\frac{3}{4} \beta$.

Qualitätskoeffizient $c = 0,7 \text{ t cm}$,

2. Rund- und Stabeisen, Formeisen (Façon-Eisen, Profil-Eisen) bis zu 1,6 cm Dicke:

$$\beta = 3,5 \text{ t f. d. qcm}, \quad c = 0,45 \text{ tcm.}$$

3. Trägerbleche bis zu 1,6 cm Dicke:

Für die Längsrichtung:

$$\beta = 3,4 \text{ t f. d. qcm}, \quad c = 0,45 \text{ tcm},$$

für die Querrichtung, deren Länge die $1\frac{1}{2}$ fache mittlere Breite nicht überschreitet:

$$\beta = 3,0 \text{ t f. d. qcm}, \quad c = 0,15 \text{ tcm},$$

wenn die Länge größer ist als die $1\frac{1}{2}$ fache mittlere Breite:

$$\beta = 2,8 \text{ t f. d. qcm}, \quad c = 0,1 \text{ tcm.}$$

Für Strafsenbrücken, wo finanzielle Rücksichten verbunden mit der untergeordneten Bedeutung des Bauwerks auf die Verwendung geringerer Eisensorten hinweisen, werden die nachfolgenden Zahlen als äußerste Grenzen bezeichnet.

1. Niet- und Schraubeneisen:

$$\beta = 3,6 \text{ t}, \quad c = 0,7 \text{ tcm},$$

Scherfestigkeit nicht unter $\frac{3}{4} \beta$.

2. Stab- und Rundeisen:

$$\beta = 3,4 \text{ t}, \quad c = 0,38 \text{ tcm.}$$

3. Formeisen u. s. w. unter 1,5 cm Dicke:

$$\beta = 3,2 \text{ t}, \quad c = 0,38 \text{ tcm.}$$

4. Sogen. Universaleisen bis zu 1,6 cm Dicke:

$$\beta = 3,2 \text{ t}, \quad c = 0,38 \text{ tcm.}$$

5. Trägerbleche bis zu 1,6 cm Dicke:

Für die Längsrichtung:

$$\beta = 3,2 \text{ t}, \quad c = 0,36 \text{ tcm},$$

in Querrichtung für Bleche, deren Länge gleich oder kleiner als die $1\frac{1}{2}$ fache mittlere Breite:

$$\beta = 2,8 \text{ t}, \quad c = 0,1 \text{ tcm},$$

bei Längen größer als die $1\frac{1}{2}$ fache mittlere Breite:

$$\beta = 2,8 \text{ t}, \quad c = 0,05 \text{ tcm.}$$

(Mitteilungen der Anstalt zur Prüfung von Baumaterialien am eidgenöss. Polytechnikum in Zürich. 3. Heft. 1886.)

Im Jahre 1886 hat der Verband deutscher Architekten- und Ingenieur-Vereine unter Mitwirkung des Vereins deutscher Eisenhüttenleute bekanntlich Normalbedingungen für die Lieferung von Eisenkonstruktionen für Brücken- und Hochbau aufgestellt, welche u. a. in den Mitteilungen des bezeichneten Verbandes veröffentlicht und auszugsweise in das XVI. Kapitel dieses Werkes (s. § 1 u. § 4) aufgenommen sind. Man erkennt aus denselben, daß zur Beurteilung der Qualität des Schweißeisens nicht nur die Zugfestigkeit und die Dehnung beim Bruche, sondern auch eine Reihe von Biege- und anderen Proben im kalten und warmen Zustande als maßgebend angesehen werden. Diese sowie die Tetmajer'sche Qualitätsbestimmung sind im allgemeinen gewiß verlässlicher, als die Beurteilung durch die Wöhler'sche Qualitätsziffer.

In „Über den Wert der Kontraktion als eines Maßes der Zähigkeit des Eisens und über die Beurteilung der Qualität dieses Materiales“ gelangt Professor Gollner²³⁾ zu folgenden Resultaten:

1. Die Querdeformation ist in ihrer kräftigen und nahezu unvermittelten Ausbildung bei Zerreißs-Probestäben in erster Linie nur als örtliche Erscheinung aufzufassen.
2. Die an der Bruchstelle eingetretene größte Kontraktion darf nicht als Maß der Zähigkeit des Materiales angenommen werden.
3. Solche örtliche Erscheinungen müssen im Zusammenhang mit der minder entwickelten Gleichartigkeit des Materials gebracht werden.

²³⁾ Techn. Blätter 1886 u. 1887.

Weiter bemerkt Gollner: „Es ist daher die heute übliche Praxis, die größte Querschnittsverminderung eines bis zur Bruchgrenze für Zug in Anspruch genommenen Probematerials zur Grundlage für die Beurteilung des Wertes der mit „Zähigkeit“ bezeichneten mechanischen Eigenschaft zu machen, entschieden unrichtig und umso mehr, als durch zahlreiche Versuchsreihen nachgewiesen ist, daß die Entstehung, Art und GröÙe der Ausbildung von Haupt-Querdeformationen wesentlich von Materialfehlern abhängig ist.“

Gollner bestreitet jedoch die allgemeine Gültigkeit des Tetmajer'schen Qualitätskoeffizienten c (d. i. der Arbeitskapazität) als Maß der Zähigkeit und weist nach, daß Eisenmaterialien von sehr verschiedenem Zähigkeitsgrade dennoch genau übereinstimmende Arbeitskapazitäten besitzen können, sodaß der Wert c allein nicht als Zähigkeitsmaß verwertet werden könne. Dagegen sieht Gollner in dem Mittelwerte $\Delta_m l$ der Längsdehnungen der einzelnen Längencentimeter des Probestabes (s. Fig. 8, S. 49) das absolute Maß der Zähigkeit $D_a = \Delta_m l$, während er das relative Maß derselben, die „Deformationsfähigkeit“, mit $D_r = 100 \frac{\Delta_m l}{\Delta_{\max} l}$ bestimmt.

Zur Bestimmung des Maßes der Gleichartigkeit des Materiales benutzt Gollner die Beziehung:

$$H = 100 \frac{\Delta_{\min} l}{\Delta_{\max} l}.$$

Die diesfalls von ihm durchgeführten Untersuchungen verschiedener Schweiseseisen-, Flußeisen- und Stahlsorten ergeben für das erstgenannte Material das Resultat, daß die Zähigkeit und Gleichartigkeit desselben von dem Gefüge abhängig und im allgemeinen stark veränderlich sei. D_a schwankt zwischen 9 und 27 und es entspricht die geringste Zähigkeit dem „gemischten“, das größte Maß derselben dem „schiefrig-feinsehnigen“ bis „milde feinsehnigen“ Gefüge. Die Gleichartigkeit ist am geringsten bei den zähesten Sorten und am besten bei dem „schiefrig“ bis „schiefrig-geschichteten“ Gefüge. Für die am häufigsten untersuchte Materialsorte, welche durch das „geschichtete schwachsehnige“ Gefüge charakterisiert ist, ergab sich der Wert:

$$D_a \% = 21; \quad H \% = 26.$$

Schließlich stellt Gollner die folgenden Beziehungen zwischen den maßgebenden Größen: der Kontraktion und Zähigkeit, und der letzteren zur Zugfestigkeit auf. Es ist die Kontraktion

$$C \text{ in } \% = -8,0 + 2,47 D_a; \text{ ferner}$$

$$D_a = 4,04 + 0,395 C \text{ und}$$

$$D_a = -23,16 + 0,0117 K_z, \text{ wobei } K_z \text{ die Zugfestigkeit in kg f. d. qcm.}$$

Der Einfluß des Gefüges auf die Festigkeit und Zähigkeit ist ersichtlich aus der folgenden Tabelle:

K_z	$\Delta_m l \%$	$C \%$	Gefüge.
2900	10	16	Gemischt.
3100	13	24	Gemischt.
3300	15	29	Schiefrig.
3500	17	34	Schiefrig, geschichtet.
3700	20	41	Sehnig.
3900	22	46	Sehnig.
4100	24	51	Schiefrig-feinsehnig.*
4200	27	59	Milde-feinsehnig.

Vom Standpunkte des Konstrukteurs wird übrigens bei Wahl des Materiales auch der besonderen Inanspruchnahme der Konstruktionsglieder Beachtung zu schenken sein, indem z. B. auf Druck widerstehende Teile streng genommen ein anderes elastisches Verhalten des Konstruktionsmaterialies verlangen als Zugglieder. Es ist dies ein Umstand, auf den Professor Krohn in einem Aufsatz im Civil-Ingenieur 1884 aufmerksam gemacht hat. Es ist ohne weiteres einzusehen, daß härteres Material für Druckglieder jedenfalls besser als weiches geeignet sei, weshalb auch z. B. für Bogenbrücken die Anwendung von härteren Eisensorten und Stahl vorteilhafter sich erweisen könne.

3. Das Fluß Eisen.

Das durch den Bessemer-, Thomas- bzw. Martinprozeß erzeugte kohlenstoffarme Eisen, Fluß Eisen, dessen spezifisches Gewicht bei Gewichtsberechnungen (vergl. Anmerkung 20, S. 41) zu 7,85 angenommen wird, zeigt im Vergleiche mit Schweiß Eisen wesentlich verschiedene Eigenschaften, die auf die Herstellungsart dieses Materials zurückzuführen sind.

Die Erkenntnis der feineren unterscheidenden Merkmale zwischen Schweiß- und Fluß Eisen wird besonders durch die mikroskopische Untersuchung des Gefüges unterstützt und es können auf Grund solcher Untersuchungen auch die Eigenschaften dieser beiden Materialien abgeleitet werden, wie dies Geh. Bergrat Dr. H. Wedding in einem Vortrage in der Versammlung des „Iron and Steel Institute“ am 7. Mai 1885 dargelegt hat.

Wir können es nicht unterlassen, die Resultate dieses interessanten Vortrags in kurzem Auszuge nach dem in der Zeitschrift des Vereins deutscher Ingenieure von 1885 erschienenen Referate im folgenden hier anzuführen.

Nach dem Berichte unserer Quelle ist die Größe des Kornes, welches als dem regulären Kristallsystem angehörend, auf allen Seiten in der Form gleich erscheint, von zwei Umständen abhängig:

1. von der Dauer des Abkühlungsprozesses,
2. von der Natur und dem Vorkommen der fremden Elemente, welche entweder in Mischung oder in chemischer Verbindung in dem Eisen enthalten sind.

Unter sonst gleichen Umständen wächst die Größe des Kornes mit der Dauer des Abkühlungsprozesses, während andererseits bei Gleichheit der Abkühlung die Korngröße mit dem Gehalte an Kohlenstoff bis zu 2% abnimmt und darüber hinaus nach beiden Seiten wächst. Phosphor begünstigt die Vergrößerung, Silicium, Schwefel, ein geringer Gehalt an Mangan, Titan, Chrom und Wolfram dagegen bewirken eine Verkleinerung der Eisenkristalle.

Jedes Korn von schmiedbarem Eisen ist dehnbar. Wenn ein Druck auf ein einzelnes Korn in der Richtung nur einer Achse ausgeübt wird, wie beim Hämmern des Eisens auf einem Amboss, so wird das vielseitige Korn zu einer Tafel oder Schuppe umgestaltet. Wirkt dagegen der Druck in Richtung zweier Achsen gleichzeitig, wie z. B. beim Walzen in Spitzbogenkalibern oder beim Walzen und Schmieden unter beständiger Wendung des Stabes um 90°, so wird das Korn in eine Säule verwandelt, welche ein verlängerter regulärer Kristall ist und Sehne genannt wird. Eine Sehne kann sich nicht über ein gewisses Maß ausdehnen, ohne schließlich wieder zu zerfallen. Der Kohlenstoffgehalt ist für diese Erscheinung in erster Linie maßgebend; überschreitet derselbe 0,5%, so zerfallen die Sehnen schon nach geringer Streckung zu Korn. Dasselbe bewirkt neben geringem Kohlenstoffgehalt ein sehr geringer Gehalt an Phosphor oder ein großer Gehalt an Silicium oder Schwefel. Das auf diese Weise durch Zerfallen der Sehne entstehende Korn ist stets kleiner als dasjenige, aus welchem die Sehne stammte. Hieraus erklärt sich, daß kohlenstoffreicher Stahl und Feinkorneisen keine Sehne bilden und daß kein Einfluß irgend welcher Art, mit Ausnahme einer höheren Temperatur, imstande ist, aus sehnigem Eisen grobkörniges zu erzeugen. Der Bruch von sehnigem Eisen kann nur ein dem Querschnitt der Sehne entsprechendes Korn zeigen oder ein feineres, wenn eine Streckung stattgefunden hat.

Obleich kohlenstoffarmes Eisen allein zur Bildung von Sehne geeignet ist, so tritt doch eine solche nicht bei jedem solchen Eisen ein, wenn ein Druck in Richtung zweier Achsen ausgeübt wird. Es ist bekannt, daß im Schweiß Eisen durch den Walzprozeß leicht Sehne erzeugt wird, daß dagegen Fluß Eisen sehr selten Sehne bildet. Die mikroskopische Untersuchung des Schweiß Eisens zeigt, daß die einzelnen Sehnen Bündel bilden, die parallel zueinander liegen. Dieselben haben aber niemals eine große Länge; es schließen sich vielmehr stets neue Sehnenenden an, welche selten in der gleichen Achsenlinie, sondern meistens zu den ersteren versetzt, jedoch stets zu diesen parallel liegen. Hieraus läßt sich schließen, daß die Festigkeit des sehnigen Eisens von der Eigentümlichkeit abhängig ist, daß die Enden der Sehnen in verschiedenen Querschnitten liegen, wie die Hanffäden in den Seilen.

Das Mikroskop zeigt ferner, daß keine Sehne mit der nebenliegenden unmittelbar verbunden ist, weder in der Quer-, noch in der Längsrichtung. Eine Untersuchung der Ursache der Abscheidung der Sehnen untereinander ergibt das Vorhandensein einer trennenden Schicht, welche von Schlacken oder

Glühspan (Fe_3O_4) gebildet wird. Diese Schichten umgeben die Sehnen stets bis zu ihren Enden, um dort in Form einer feinen Umhüllung entweder die Verbindung mit dem nächstfolgenden Sehnenbündel zu bilden oder infolge einer kurzen Unterbrechung zu verschwinden, in welchem letzteren Falle an diesem Punkte stets eine körnige Struktur erscheint. Ebenso wie diese Kornbildung zwischen den Sehnen nur da auftritt, wo keine trennende Schlackenschicht vorhanden ist, so ist die Bildung der Sehnen eng an die Schlackenschicht geknüpft; es folgt daraus, daß Sehnenbildung ohne die Gegenwart der Schlackenschicht nicht eintritt. —

Bei der mikroskopischen Untersuchung der verschiedenen Eisensorten erscheint nur Tiegelstahl, der eine verhältnismäßig schnelle Abkühlung erfahren hat, annähernd homogen. In allen anderen Sorten, zumal in Probestücken aus Blöcken von großem Querschnitt und verhältnismäßig langsamer Abkühlung sind zwei verschiedene Qualitäten durch Ätzen erkennbar, von denen die eine in die andere eingelagert ist. Die eine bildet stets ein Netzwerk, welches die andere Sorte, winklig geformte Körper, einschließt. Die letzteren werden von Dr. Wedding „kristallinisches Eisen“ und die das Netzwerk bildenden Partien „homogenes Eisen“ genannt. Die kristallinen Eisenkörper kommen um so häufiger, aber gleichzeitig in um so kleineren Abmessungen vor, je mehr der Gehalt an Kohlenstoff sich 2% nähert. In weichem Eisen sind sie oft weit voneinander entfernt, aber dann stets in ansehnlicher Größe vorhanden. Das kristallinische Eisen ist in sich nicht gleichartig; das das Netzwerk bildende Eisen ist dagegen stets homogen und läßt sich, selbst bei sehr starker Vergrößerung, nicht in verschiedene Teile auflösen.

Die Sehnen von geschweißtem Eisen sind, wie parallele Drähte, in einem Bündel nur verbunden oder vielmehr getrennt durch Schlacke; wo aber die Sehnen durch Korn ersetzt sind, scheint dieses umgeben oder durchdrungen von homogenem Eisen. Die Ecken und Biegungen, welche durch letzteres bei der Umfassung der Körner gemacht werden, wachsen an Stärke mit den Kristallen, und dies erklärt die Brüchigkeit des grobkristallinen Eisens.

In Flußeisen anderseits bildet das Homogeneisen eine gleichmäßige, das Kristallisen von allen Seiten umgebende Schicht und stellt in dieser Weise die verbindende Masse dar. Diese Thatsache erklärt die große Zugfestigkeit des Flußeisens im Vergleiche mit Schweißisen, indem der Zug auf jede einzelne Sehne wirkt, wie etwa auf jeden Draht in einem Drahtbündel.

Nachdem die Elasticitätsgrenze überschritten ist, streckt sich jede Sehne für sich allein und bricht, wenn die Grenze der Tragfähigkeit überschritten wird, woraus hervorgeht, daß Schweißisen stets allmählich, niemals plötzlich zerreißen oder brechen kann. Im Flußeisen dagegen strecken die Körner sich zwar unabhängig und verändern ihre relativen Stellungen, aber der Verband löst sich nicht, denn das homogene Eisen bildet stets die Verbindung, bis die Grenze der Tragfähigkeit erreicht ist; dann erfolgt erst ein Bruch, nun aber ein plötzlicher Bruch. Die Gleichmäßigkeit des Flußeisens im ganzen wird durch die vorhandenen Blasenräume, ohne welche dasselbe nicht darstellbar ist, unterbrochen. Die Festigkeit eines fertigen Stückes Eisen ist abhängig von der in dem beanspruchten Querschnitte enthaltenen Menge von Eisen, indem bei Schweißisen die Schlackenmenge, bei Flußeisen die Fläche der Blasenquerschnitte in Abzug zu bringen ist. Diese Berechnung fällt für das Flußeisen entschieden günstig aus.

Aus den vorstehenden Untersuchungen Weddings ergibt sich unter anderem, daß das Vorhandensein von eingelagerter Schlacke im Gefüge des Eisens im allgemeinen als charakteristisches Merkmal des Schweißisens gelten kann.

Das normale Flußeisen zeigt am häufigsten den sogen. milden Bruch; das Gefüge ist weder entschieden sehnig noch körnig; ziemlich häufig kann die „beginnende Sehnbildung“ bis „kurze Sehne“ beobachtet werden. Der partielle körnige Bruch entspricht einem Ausnahmezustande.

Die Farbe des Bruches ist verschieden, man findet dieselbe licht bis tiefgrau. Die erstere wird von dem fettig bis seidigen Glanze des milden bis schwachsehnigen Gefüges begleitet. Die etwa vorkommenden körnigen Partien sind licht und hellglänzend. Zuweilen können auch schiefrige bis schlackige, löcherige und selbst amorphe Brüche beobachtet werden, welche letztere durch eine tiefgraue Färbung charakterisiert sind. Die weichere Sorte Flußeisen nimmt in der Regel keine Härte an, wogegen sich die härtere Sorte durchschnittlich nur schwach härten läßt.

Aus einer Reihe von 96 Versuchen²⁴⁾ mit Stäben aus Flußeisen ermittelte Professor Gollner

den mittleren Wert des Elasticitätsmoduls für Zug mit $E = 2462000$ kg f. d. qcm, die maximale mittlere, relative elastische Dehnung mit 0,001 (also an der Elasticitätsgrenze),

die „maximale mittlere Spannungsintensität“ (Elasticitätsgrenze) mit 1986,9 kg f. d. qcm.

Die „Streckgrenze“ wurde im Mittel mit 2778,7 kg f. d. qcm,

die mittlere relative Dehnung an dieser Grenze mit 0,00152,

die mittlere Bruchfestigkeit gegen Zug 5215,9 kg f. d. qcm,

endlich die mittlere Querschnittsverminderung mit 41,7 % gefunden.

Die Länge der Probestäbe betrug 15 cm.

Als fernerer interessantes Resultat der Gollner'schen Versuche ist zu erwähnen, daß die Druckfestigkeit des Flußeisens um 10 bis 15 % und die Grenze der „Bruchfestigkeit“ (Biegungsfestigkeit) selbst um 80 % höher liegt, als die Zugfestigkeit.

Nach Professor Tetmajer²⁵⁾ sollte zu Konstruktionszwecken nur solches Flußeisen verwendet werden, dessen Kohlenstoffgehalt unter 0,15 %, dessen Phosphor-, Silicium- und Schwefelgehalt unter je 0,1 % liegt. Speziell für Kesselbleche soll die Zugfestigkeit von 3,6 bis 4,6 t f. d. qcm und der minimale Qualitätskoeffizient (vergl. S. 49) $c = 0,9$ tcm, für die Querrichtung bei gleicher Festigkeit der Qualitätskoeffizient $c' = 0,8$ tcm betragen. Bei dem zur Fabrikation von Querschwellen, Trägern u. s. w. auf den Werken der Gebr. Stumm zu Neunkirchen verwendeten Thomas-Flußeisen schwanken die chemische Zusammensetzung und die maßgebenden Festigkeitsverhältnisse innerhalb folgender Grenzen:

Kohlenstoff	0,06—0,10 %
Silicium	0,01—0,05 „
Phosphor	0,06—0,10 „
Schwefel	0,03—0,04 „
Mangan	0,35—0,50 „
Zugfestigkeit	3,8—4,4 t f. d. qcm
Dehnung nach Bruch . . .	22—30 % bei 20 cm Länge
Kontraktion	40—60 %.

²⁴⁾ Prof. H. Gollner: „Über die Untersuchung der Festigkeit des Flußeisens“. Techn. Blätter 1882.

²⁵⁾ L. Tetmajer: „Mitteilungen der Anstalt zur Prüfung von Baumaterialien am eidgenössischen Polytechnikum“. Zürich 1886.

Die Versuche Tetmajer's zur Qualitätsbestimmung dieses Materials wurden unter anderem auch mit Probestäben, die aus gewalzten I-Trägern geschnitten worden sind, durchgeführt. Die Resultate dieser Versuche, in Mittelwerten, sind die folgenden:

Ort der Entnahme der Proben	Flantsch	Steg
Anzahl der ausgeführten Proben	30	30
Elastizitätsmodul	2110,9	2099,9 t f. d. qcm
Grenzmodul (Spannung an der Elasticitätsgrenze)	2,31	2,51 „
Spannung an der Streckgrenze	2,80	3,21 „
Zugfestigkeit	4,24	4,69 „
Spezifische Deformationsarbeit (bezogen auf 1 ccm)	1,27	1,31 tcm
Dehnung vor dem Bruch bei 10 cm	32,6 ‰	29,9 ‰
„ „ „ „ „ 20 „	26,3 „	24,1 „
Kontraktion	57,4 „	52,0 „

Zum Vergleiche mit Schweißseisen dienen die folgenden Versuchsresultate Tetmajer's:

Ort der Entnahme der Proben	Flantsch	Steg
Anzahl der ausgeführten Proben	30	30
Elastizitätsmodul	2035,1	2053,1 t f. d. qcm
Grenzmodul (Spannung an der Elasticitätsgrenze)	1,44	1,39 „
Spannung an der Streckgrenze	2,44	2,36 „
Zugfestigkeit	3,76	3,46 „
Spezifische Deformationsarbeit (bezogen auf 1 ccm)	0,91	0,36 tcm
Dehnung vor dem Bruch bei 10 cm	25,7 ‰	11,8 ‰
„ „ „ „ „ 20 „	22,3 „	10,7 „
Kontraktion	32,7 „	16,2 „

Weitere Proben mit ganzen I-Trägern gegen Biegung und Stofs ergaben, dafs sowohl für Flußseisen als für Schweißseisen mit zunehmender Trägerhöhe der Elasticitätsmodul, die Elasticitätsgrenze und die Spannung bei der maximalen Tragkraft abnehmen.

So entsprach den verschiedenen Profilnummern der deutschen Normalprofile von No. 10 bis No. 24 in Flußseisen eine Abnahme des Elasticitätsmoduls von 2100 f. d. qcm bis auf 1670 t f. d. qcm und bei Schweißseisen von 1940 bis auf 1650 t f. d. qcm. Die Elasticitätsgrenze der Flußseisenträger sank von 2500 bis auf 2000 kg, die des Schweißseisens von 1600 auf 1400 kg f. d. qcm herab.

Diese auffallenden Resultate hinsichtlich der Erniedrigung des Elasticitätsmoduls mit zunehmender Trägerhöhe werden von C. Bach (Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1888, S. 223) damit zu erklären gesucht, dafs bei der Berechnung des Elasticitätsmoduls aus der Durchbiegungsgröfse der Einfluß der Schubkraft außer Acht gelassen worden sei, wodurch z. B. bei Profil No. 24 ein Fehler von 34 ‰ entstehe, wie in der angegebenen Quelle rechnerisch ermittelt wurde.

Hinsichtlich der Widerstandsfähigkeit gegen Stofs folgert Tetmajer, dafs

1. das Thomas-Flußeisen die dynamischen Belastungen, insbesondere zufällige Stofswirkungen, mit mindestens gleicher Zuverlässigkeit als das Schweißseisen aufzunehmen und zu übertragen vermag;
2. dafs kleine, zufällige Beschädigungen, Fehler u. s. w. beim reinen weichen Thomas-Eisen bezüglich Stabilität und Sicherheit einer Konstruktion keine gröfsere Gefahr als beim Schweißseisen nach sich ziehen.

Als Resultate der Versuche über den Einfluß der Lochung auf die Festigkeit des Flußeisens fand Tetmajer folgendes:

1. Durch Stanzen des Flußeisens wird dessen ursprüngliche Zugfestigkeit abgemindert. Diese Abminderung kann etwa 30 ‰ der ursprünglichen Festigkeit betragen.
2. Auf Grundlage der übereinstimmenden Brucherscheinungen kann als feststehend angesehen werden, dafs durch Stanzen das Flußeisen am Lochumfang komprimiert, somit spröde wird, daher es auch hier reißen muß, bevor die durchschnittliche Zugfestigkeit des Materiales erreicht ist.
3. Durch Ausglühen des gestanzten Flußeisens oder durch gleichmäßiges Ausreiben der gestanzten Löcher um 1 mm wird die ursprüngliche Festigkeit des Materiales wieder hergestellt.
4. Durch Bohren wird die Festigkeit des Thomas-Flußeisens nicht verändert.

Gollner's Untersuchungen ergaben für das weiche Flußeisen das Maß der Zähigkeit (vergl. S. 51) $D_a\% = 20$ bis 24 und jenes der Gleichartigkeit mit $H\% = 14$ bis 20, also wenig veränderliche Größen. Die größte Zähigkeit ergab das Flußeisen mit „mildem-feinsehnigen“, den geringsten Wert solches mit „mildem-schwachsehnigen“ Gefüge. Für die am häufigsten zur Untersuchung gelangte Sorte mit „gleichmäßig mildem“ Gefüge ergab sich

$$D_a\% = 21; \quad H\% = 16.$$

Im Vergleiche mit Schweißseisen zeigen beide Materialien sonach ein gleiches Maß von Zähigkeit, dagegen würde dem Schweißseisen ein höherer Grad von Gleichartigkeit zukommen.

Für Flußeisen findet Gollner die Beziehungen:

$$\begin{aligned} C &= -22,8 + 3,4 D_a, \\ D_a &= 6,02 + 0,307 C \quad \text{und} \\ D_a &= -7,98 + 0,0061 K_z. \end{aligned}$$

Den Einfluß des Gefüges auf die Festigkeit und Zähigkeit zeigt die nachstehende Tabelle.

K_z	$\Delta_m l\%$	$C\%$	Gefüge.
4000	17	35	Milde-feinsehnig.
4200	18	38	" "
4400	19	42	" "
4600	20	45	Milde-schwachsehnig.
4800	21	49	" "
5000	23	55	Gleichmäßig-feinkörnig.
5100	23	55	" "
5200	24	59	" "

4. Der Stahl.

Der Stahl besitzt ein spezifisches Gewicht, das zwischen 7,5 bis 8,0 variiert und abhängig ist von dem Härtegrade und dem Kohlenstoffgehalt. Bei ungehärtetem Stahl ist es größer als bei gehärtetem. Bei Gewichtsberechnungen ist dasselbe, wie dasjenige des Flußeisens, gleich 7,85 anzunehmen. Der Kohlenstoffgehalt des Stahles liegt zwischen 0,5 und 1,5 %. Die Farbe ist weißgrau bis weiß mit mattem Schimmer. Das Gefüge ist feinkörnig; der Härtegrad beeinflusst dasselbe in hohem Grade. Je härter der Stahl, desto feiner und dichter ist das Gefüge im Bruche und umso lichter erscheint die Farbe, während sich der Glanz vermindert. Steigender Temperatur ausgesetzt nimmt der Stahl die folgenden Anlauffarben an:

bei 220° C. blaufsgelb,	bei 288° C. hellblau,
" 230° C. strohgelb,	" 293° C. dunkelblau,
" 265° C. purpurfleckig,	" 316° C. schwarzblau.
" 277° C. purpurfarbig,	

Das Schmelzen erfolgt zwischen 1700° bis 1900° C.

Das charakteristische Merkmal des Stahles — die „Härtbarkeit“ — ist hauptsächlich von dem Kohlenstoffgehalte abhängig und der Härtegrad selbst ist mitbedingt durch die Größe der plötzlichen Temperaturdifferenz, die beim Prozesse der Härtung zur Anwendung kam.

Die verschiedenen Benennungen des Stahles hängen mit seiner Erzeugungsart zusammen. Vom Schweißstahl abgesehen haben wir hinsichtlich des Flußstahles zu unterscheiden: Bessemer-, Thomas-, Siemens-Martin- und Tiegel-Gußstahl.

Bei dem Bessemer-Verfahren wird bekanntlich die Entkohlung des kiesel-säurehaltigen, jedoch phosphorfreien Roheisens dadurch bewirkt, daß durch das geschmolzene Metall dünne Strahlen atmosphärischer Luft durchgepreßt werden. Das so entstandene kohlenstoffarme Eisen wird nun wieder durch Zusatz von kohlenstoffreichem Eisen — Spiegeleisen oder Ferromangan — bis zur Erreichung des geforderten Kohlenstoffgehaltes rückgekohlt. Das Bessemer-Verfahren ist an das Vorhandensein phosphorfreier Erze gebunden.

Das „basische“ oder Thomas-Verfahren unterscheidet sich von dem ersteren — dem „saureren“ — Verfahren dadurch, daß es die Verwendung von hoch phosphorhaltigem Roheisen ermöglicht, indem durch Anwendung einer basischen Ausfütterung der Birne die Phosphorausscheidung bewirkt wird.

Bei dem Siemens-Martin-Verfahren wird Roheisen im Flammofen geschmolzen, kohlenarmes Eisen hinzugefügt und im Schmelzbade des ersteren aufgelöst. Der Kohlenstoffgehalt wird dabei soweit verringert, daß auch hier durch Zusatz hochgekohlten Eisens der geforderte Kohlenstoffgehalt erzielt wird. Dieses Verfahren hat vor dem Bessemer- und Thomas-Prozess wesentliche Vorzüge. Während die letzteren sehr schnell verlaufen und in einigen Minuten sich abspielen, wird es bei dem langsamen Vorgange des ersteren möglich, den geforderten Kohlenstoffgehalt des erzeugten Eisens mit großer Sicherheit herzustellen.

Der Tiegel-Gußstahl oder Tiegelstahl schlechtweg wird aus den besten Rohmaterialien, meistens aus Herdfrisch- oder Puddelstahl, Tiegelstahl bester Qualität, zur Erzeugung feiner Werkzeuge u. s. w. aus Cementstahlstäben durch Schmelzen in Tiegeln von 10 bis 35 kg Einsatz dargestellt. Tiegelstahl ist das in jeder Hinsicht beste, gleichartigste und vollkommenste, jedenfalls das edelste Stahlmaterial. —

Jeder Flußstahl ist mehr oder minder blasenhaltig. Tiegelstahl besitzt diesen Fehler im geringsten Grade. Die empfindlichste Stahlprobe auf Gleichartigkeit ist die sogen. „Blauprobe“, d. i. die Bruchprobe bei Blauwärme. Während z. B. Bessemer-Stahl bei einer derartigen Probe eine unebene Bruchfläche mit größeren Vertiefungen neben gestreckten Hervorragungen aufwies und dadurch seine Ungleichartigkeit offenbarte, zeigte Tiegelstahl eine ebene Bruchfläche mit gleichmäßig feinem Korn u. s. w.

Die den Stahl überhaupt charakterisierenden Eigenschaften des „Härtens“ und des „Anlassens“, vermöge welcher demselben Stoffe, je nach Erfordernis, Glashärte oder fischbeinartige Biegsamkeit und Elasticität gegeben werden kann, ist in besonders hohem Maße dem Tiegelstahle eigen.

Fremde Beimengungen, die mechanische Behandlung und Temperatureinflüsse üben auf die Eigenschaften des Stahles hervorragenden Einfluß aus.

Es erzeugen insbesondere:

Phosphor: Kaltbruch. Derselbe erhöht jedoch die Schweißbarkeit.

Schwefel und Kupfer: Rotbruch. Ein Gehalt von 0,01 % Schwefel ist hinreichend, den Stahl rotbrüchig zu machen; das Kupfer ist eine den Stahl außerordentlich schädigende Beimengung, da, nach Eggertz, ein aus 0,5 % Kupfer haltendem Schmiedeeisen erzeugter Stahl völlig unbrauchbar war.

Die Festigkeit und Elasticität des Stahles wird gleichfalls durch fremde Beimengungen beeinflusst. Der bis zu einer gewissen Grenze zunehmende Kohlenstoffgehalt erhöht die Festigkeit und die Elasticitätsgrenze.

Styffe findet für Bessemer-Stahl und Uchatius-Stahl die Maximalfestigkeit gegen Zug bei 1,2 % Kohlenstoffgehalt. Nimmt dieser Gehalt über diese Grenze hinaus zu, so vermindert sich die Festigkeit.

Nach Karsten ist der Stahl mit 1,0 bis 1,5 % am besten härtbar und besitzt die größte Festigkeit; mit darüber hinaus zunehmendem Kohlenstoffgehalt kann der Stahl noch größere Härtegrade annehmen, verliert aber an Festigkeit. Bei Gehalt an 1,75 % blüht er bereits die Schweißbarkeit ein.

Nach Bauschingers Versuchen mit Ternitzer Bessemer-Stahl ergab sich die Festigkeit mit dem Kohlenstoffgehalt wachsend. In ähnlichem Verhältnisse wuchs auch die Elasticitätsgrenze. Weyrauch drückt auf Grund dieser Versuchsergebnisse den Einfluß des Kohlenstoffgehaltes auf die Zugfestigkeit durch die Beziehung: $z = 4350 (1 + p^2)$ aus, wo p den Prozentsatz an Kohlenstoff und z die Tragfestigkeit gegen Zug bedeutet.

Phosphor erhöht die Festigkeit und Elasticitätsgrenze, vermindert dagegen die Widerstandsfähigkeit gegen Stosswirkungen. Ein Gehalt von 0,2 bis 0,25 % macht den Stahl bereits unbrauchbar. Silicium vermindert die Festigkeit.

Der Einfluß des Härtens macht sich insbesondere bei den kohlenstoffreichen Sorten bemerklich. Es werden hierdurch die Festigkeit, die Elasticitätsgrenze und der Elasticitätsmodul erhöht, dagegen die Zähigkeit verringert. Durch „Anlassen“ des gehärteten Stahls wird eine entgegengesetzte Wirkung erzielt. Ausglühen bewirkt hinsichtlich der Festigkeitseigenschaften die Wiederherstellung der ursprünglichen Festigkeit und Zähigkeit.

Einfluß der mechanischen Bearbeitung. Der Stahl wird um so gleichartiger und fester, je öfter er bearbeitet wird. Namentlich übt das Schmieden einen die Festigkeit wesentlich erhöhenden Einfluß auf das Bessemer-Metall aus. Gehämmerter Stahl hat eine größere Festigkeit und eine höhere Elasticitätsgrenze, dagegen eine geringere Dehnbarkeit, als gewalzter Stahl.

Versuche, welche Styffe mit schwedischem Bessemer-Stahl durchführte, und die unter Berücksichtigung des Kohlenstoffgehaltes den Einfluß der Bearbeitungsart auf die Festigkeit und Dehnbarkeit klar stellen, gaben Veranlassung, daß Robert Lane Haswell die gefundenen Resultate durch die folgenden empirischen Formeln zum Ausdruck brachte, um zu ermöglichen, daß aus dem bekannten Kohlenstoffgehalte die Festigkeitsverhältnisse des Materiales ermittelt werden können.

Bezeichnet p den Kohlenstoffgehalt in Prozenten, so ist

für gehämmerten Bessemer-Stahl:

1. Kohäsion (Festigkeit f. d. qcm der Bruchfläche) = 13000 kg,
2. Festigkeit f. d. qcm der Originalfläche = $(3500 + 4500 p)$ kg,
3. Verhältnis der Bruchfläche zur Originalfläche = $\frac{35 + 45 p}{130}$,
4. Maximaldehnung in Prozenten der Länge = $7,5 - 4 p$,
5. Arbeitsgröße f. d. qcm Querschnitt und 1 m Länge
= $\frac{7}{800} (3500 + 4500 p) (7,5 - 4 p)$ kgm,
6. Elasticitätsgrenze 0,67 $(3500 + 4500 p)$,
7. Elasticitätsmodul = 2150000 kg f. d. qcm;

für gewalzten Bessemer-Stahl:

1. Kohäsion f. d. qcm = 11000 kg,
2. Festigkeit f. d. qcm Originalfläche = $(3000 + 5000 p)$ kg,
3. Verhältnis der Bruchfläche zur Originalfläche = $\frac{30 + 50 p}{110}$,

4. Maximaldehnung in Prozenten der Länge = $21,5 - 14p$,

5. Arbeitsgröße f. d. qcm Querschnitt und 1 m Länge

$$= \frac{7}{800} (3000 + 5000p) (21,5 - 14p) \text{ kgm,}$$

6. Elasticitätsgrenze = $0,53 (3000 + 5000p)$,

7. Elasticitätsmodul = $2150000 \text{ kg f. d. qcm.}$

Hiernach zeigt gehämmerter Bessemer-Stahl größere Festigkeit und eine höher liegende Elasticitätsgrenze, jedoch eine viel geringere Dehnbarkeit als der gewalzte.

Kirkaldy's Versuche mit Bessemer-Stahl von Fagersta bestätigten dieses Verhalten insoweit, als der Kohlenstoffgehalt niedrig ist ($0,15\%$), während stärker gekohlter Bessemer-Stahl (1%) gehämmt zwar auch höhere Elasticitätsgrenze und geringere Dehnbarkeit, aber abweichend von obigem geringere Bruchfestigkeit ergab, als das gewalzte Material. Die Festigkeit und die Elasticitätsgrenze zeigten sich umso niedriger, die Dehnbarkeit dagegen um so größer, je größer der Querschnitt der Versuchsstäbe überhaupt, und bei rechteckigem Querschnitt je geringer der Unterschied der Seiten war. Durch Ausglühen der fertigen Stäbe wurden diese Einflüsse der Querschnittsform verwischt.

Für Brückenbauten dürfte sich weicher Martin-Siemens-Stahl gut eignen.

Durchschnittswerte der Festigkeit und Zähigkeit des Stahles.²⁰⁾

Flussstahl.	Zugfestigkeit t und qcm.	Dehnung für 200 mm Länge %
Weichster Stahl	4,5	22
Weicher Stahl	5,0	19
Mittelharter Stahl	5,5	16
Harter Stahl	6,0	14
Sehr harter Stahl	6,5	10
Tiegelstahl.	Zugfestigkeit t und qcm.	Dehnung für 200 mm Länge %
Verschiedene Sorten	4,5—14,0	0,7—10
Stahldraht	8,0—25,0	

Gollner (vergl. S. 51) fand für normalen Flussstahl ziemlich konstant $D_a\% = 13$, die Gleichartigkeit jedoch verschieden zwischen $H\% = 29$ bis 62 .

Zum Vergleich der Festigkeitseigenschaften des Schweißeisen und des Gufseisen mit denjenigen des Stahles mögen die nachstehenden Durchschnittswerte (gleichfalls nach Mehrtens) hier Platz finden:

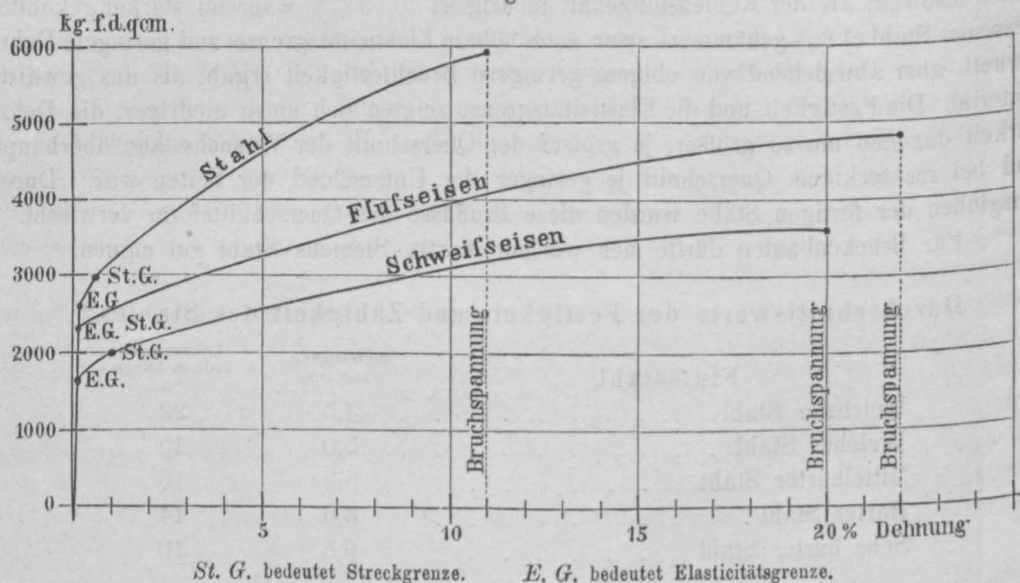
		Zugfestigkeit t und qcm.	Dehnung für 200 mm Länge ‰.
Schweißeseisen.			
Gutes Stab- und Formeisen		3,8	20
Sehr gutes Schweißeseisen für Niete und Schrauben		4,0	25
Bessere Bleche, lang		3,6	14
„ „ quer		3,3	8
	Druckfestigkeit t und qcm.	Zugfestigkeit t und qcm.	Biegezugfestigkeit t und qcm.
Gufseisen.			
Gewöhnliche Sorten	5,0	1,2	2,6
Vorzügliche Sorten	10,0	2,0	5,0

²⁰⁾ Mehrtens, Eisen und Eisenkonstruktionen. Berlin 1887, S. 250.

	Elastizitäts- modul t und qcm.	Spannung an der Elastizitätsgrenze t und qcm.
Stahl	2200	3,50
Schweißseisen	2000	1,65
Gußseisen	1000	unbestimmt.

Man vergleiche hierzu die entsprechenden Angaben in „Des Ingenieurs Taschenbuch“. Herausgegeben von dem Verein „Hütte“. 13. Aufl. Berlin 1887, S. 236.

Fig. 9.



Das Diagramm, Fig. 9, auf welches wir in § 10 bei Besprechung der Untersuchungen Bauschingers zurückkommen werden, bringt die charakterisierenden Festigkeitseigenschaften des Schweißseisens, des Flusseisens und des Flusstahles übersichtlich zur Anschauung.

Litteratur.

Von den zahlreichen Abhandlungen, in welchen die Eigenschaften des Eisens behandelt sind, werden hier nur die neueren, namentlich diejenigen, welche die Festigkeit des Eisens betreffen, angeführt. Man vergleiche hierzu die bei Kap. XVI, § 4 (Prüfungen des Materials) angegebene Litteratur.

- Bauschinger. Versuche über die Festigkeit des Bessemer-Stahles von verschiedenem Kohlenstoffgehalt. Zeitschr. d. bayer. Arch.- u. Ing.-Ver. 1873, S. 62; 1874, S. 10.
- Thurston. Versuche über die Festigkeit des Eisens in verschiedenen (niedrigen) Temperaturen. Deutsche Industrie-Zeitung 1874, S. 98; Polyt. Centralbl. 1874, S. 458.
- Grauhan. Die Eigenschaften und Unterschiede der verschiedenen Eisen- und Stahlsorten. Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1877, S. 324.
- Kerpely. Über homogenes Eisen. Mikroskopische Untersuchungen. Aus Zeitschr. d. Berg- und Hüttenmännischen Vereins in Polyt. Journ. 1877, Bd. 226, S. 394.
- Kirk. Über homogenes Eisen. Engineer 1877, S. 229; Polyt. Journ. 1877, Bd. 226, S. 55.
- Martens. Mikroskopische Untersuchungen des Eisens. Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1878, S. 11.
- Thurston. Über die Festigkeit des kalt gewalzten Eisens. Deutsche Industrie-Zeitung 1878, S. 519.
- Adamson. Über die Eigenschaften des Eisens und Stahles. Scientific American, Suppl. 1878, S. 2381.
- Wedding. Über das schmiedbare Eisen auf der Weltausstellung zu Paris 1878. Verhandlungen des Vereins zur Beförderung des Gewerbefleißes 1878. Sitzungsberichte, S. 196.

- Perard. Versuche über die elastische Nachwirkung bei Eisen und Stahl. *Revue universelle des mines* 1880, Mai, S. 486.
- Die Eigenschaften von Eisen und Stahl. Mitteilungen über die auf Veranlassung der technischen Kommission des Vereins deutscher Eisenbahnverwaltungen angestellten Versuche u. s. w. Wiesbaden 1880.
- Barba. Über die Verlängerung der Metalle beim Zerreißen. *Mémoires des ingénieurs civils* 1880, Juni, S. 682.
- Gautier. Über Webster's Erprobung der Festigkeit des Eisens und Stahles bei Temperaturen unter 0°. *Génie civil* 1881, S. 481; *Polyt. Journ.* 1881, Bd. 242, S. 288.
- Die Festigkeits-Eigenschaften des Stahles, insbesondere des Siemens-Martin-Stahles. *Engineer* 1881, März, S. 183.
- Gollner. Untersuchungen über die Festigkeit des Flusseisens. *Techn. Blätter* 1882, S. 197.
- Clarke u. Reeves. Über die Festigkeit schmiedeiserner Säulen gegen Zerknicken. *Transact. of the amer. soc. of civil eng.* 1882, Jan. — Auszug. *Wochenschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver.* 1882, S. 118.
- Martens. Die Feststellung der Güte von Eisen und Stahl u. s. w. *Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing.* 1883, S. 51.
- Zimmermann. Über den Einfluss der Ungleichmäßigkeit des Materiales auf die Tragfähigkeit gezogener Stäbe. *Centralbl. d. Bauverw.* 1883, S. 220.
- Fehringer. Über Festigkeits-Vorschriften für Eisen und Stahl. *Wochenschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver.* 1883, S. 311.
- Bauschinger. Über neuere Versuche mit Eisen und Stahl, insbesondere auch über Knickfestigkeit von Formeisen für Brückenbauzwecke. *Centralbl. d. Bauverw.* 1886, S. 351.
- Tetmajer. Über den Einfluss der Lochung auf die Festigkeitsverhältnisse des Schweißeisens. *Schweiz. Bauz.* 1886, Febr. S. 33.
- Flamant. Über die Festigkeit und die sonstigen maßgebenden Eigenschaften des zu Bauzwecken benutzten Stahles. *Ann. des ponts et chaussées* 1886, I, S. 665.
- Wedding. Über das mikroskopische Gefüge verschiedener Eisensorten. *Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing.* 1885, S. 572. — Verhandlungen des Vereins zur Beförderung des Gewerbefleißes 1886, S. 293. — „Stahl und Eisen“ 1886, S. 633.
- Lechner. Die Stahlwerke der Steel company of Scotland und die dort angestellten Materialprüfungen. *Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing.* 1886, S. 433.
- Mehrtens. Eisen und Eisenkonstruktionen. Berlin 1887. (Allgemeine Geschichte des Eisens und der eisernen Tragwerke. — Darstellung des Eisens. — Formgebung des Eisens. — Eigenschaften und Prüfung des Eisens. — Herstellungsweise der Konstruktionen.) Mit vielen Litteratur-Angaben.
- List. Die wichtigsten Ergebnisse neuerer Untersuchungen über die Einwirkung der Wärme auf die physikalischen Eigenschaften von Stahl und Eisen. *Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing.* 1887, S. 328.
- Tetmajer. Mitteilungen der Anstalt zur Prüfung von Baumaterialien am eidgen. Polytechnikum in Zürich. (Verschiedene Jahrgänge.)
- Bauschinger. Mitteilungen aus dem mechanisch-technischen Laboratorium der polytechnischen Schule zu München. (Verschiedene Jahrgänge.)

§ 9. Verwendung des Flusseisens und des Flussstahles zu Brückenbauten.

Unbestritten ist es, daß Stahl für gewisse Teile der Brücken, bei welchen es auf Härte und eine widerstandsfähige Oberfläche ankommt, beispielsweise für die beweglichen Teile der Lager, für Drehzapfen beweglicher Brücken u. s. w., das am besten geeignete Material ist, dagegen sind die Ansichten über die Verwendbarkeit desselben als Hauptmaterial des Brückentüberbaues sehr geteilt. Dasselbe gilt, wenngleich nicht in ebenso hohem Grade, auch vom Flusseisen.

Der Verfasser hat diesen Gegenstand neuerdings in der Wochenschrift des österr. Ing.- u. Arch.-Vereins (No. 5 vom 3. Februar 1888) in folgender Weise erörtert:

Wenn bei der Wahl des Konstruktionsmaterials für eiserne Brücken die Festigkeitseigenschaften desselben allein maßgebend wären, so würde das Flußmaterial aus dem Wettbewerb mit dem Schweißeseisen wahrscheinlich schon lange als Sieger hervorgegangen sein, denn selbst das beste Schweißeseisen wird in dieser Hinsicht von dem ersteren in hohem Maße übertroffen. Der Vergleich der Festigkeitsgrößen des Schweißeisens und des weichen Flusseisens ergibt nämlich ungefähr die folgenden Verhältnisse:

Für die Festigkeit = 1:1,2, für die Elasticitätsgrenze = 1:1,5 und für den Widerstand gegen dynamische Wirkungen (Arbeitsmodul an der Elasticitätsgrenze) = 1:2,5. Durch Ausnützung dieser Eigenschaften für die Querschnittsabmessung der Konstruktionsglieder könnten dann so bedeutende Ersparnisse im Materialaufwande erzielt werden, daß trotz der höheren Einheitspreise des Flußmaterials die Verwendung desselben im Brückenbau von bedeutendem wirtschaftlichen Erfolge begleitet sein würde. Es ist leicht einzusehen, daß dieser Vorteil mit der Größe und der zunehmenden Bedeutung des Bauwerkes wachsen würde.

Wenn nun trotz dieser verlockenden Aussichten dieses Material am europäischen Kontinent dennoch nur selten, ja bisher nur ausnahmsweise für Brückenbauten verwendet wurde, so liegt die Ursache hiervon in dem bisher noch nicht überwundenen Mißtrauen der Konstrukteure gegen die Verlässlichkeit desselben. Einerseits sind die Erfahrungen an in diesem Material ausgeführten Brücken noch zu gering, um hierauf ein endgiltiges Urteil zu stützen, anderseits zeigte sich dasselbe oft sehr ungleichartig und überaus empfindlich gegen kalte Bearbeitung und gegen Temperatureinwirkungen, sodaß günstigen Resultaten auch wieder ungünstige gegenüberstehen.

Die Beurteilung eines Materials hinsichtlich seiner Brauchbarkeit und Zulässigkeit zu Brückenkonstruktionen kann am besten an der Hand derjenigen Bedingungen erfolgen, welche der Konstrukteur von seinem Material fordern muß, um für die Sicherheit seiner Konstruktionen eintreten zu können. Wir können hiernach für das zu Brückenbauten verwendbare Eisenmaterial außer der notwendigen Festigkeitsgröße noch die folgenden Eigenschaften fordern:

- a. Allgemeine Gleichartigkeit und Gleichmäßigkeit im Verhalten gegen statische und dynamische Kraftäußerungen.
- b. Zähigkeit — im Gegensatze zu Sprödigkeit und Härte.

Als Maß derselben wird gewöhnlich die Größe der Dehnung der Probestäbe beim Zerreißen in Prozenten ihrer Länge und der verhältnismäßigen Quersammenziehung des Bruchquerschnittes angesehen. Die strengste Prüfung auf Zähigkeit im weiteren Sinne besteht indessen darin, daß der einerseits eingekerbte Probestab einer langsamen Biegung, bei welcher die Einkerbung auf der Zugseite sich befinden muß, unterworfen wird. Vollkommen zähes Material wird die Biegung annehmen ohne zu brechen. Unseres Wissens besteht nur gutes, sehniges Schweißseisen diese Probe.

- c. Unempfindlichkeit gegen Bearbeitung im kalten und warmen Zustande.
- d. Freisein von inneren, sogen. falschen Spannungen.
- e. Verhältnismäßig geringe Empfindlichkeit gegen kleine Oberflächenfehler.

Gutes Schweißseisen besitzt die vorangeführten Eigenschaften in ziemlichem Grade; vom Flußmaterial ist es dagegen bekannt, daß es kalte Bearbeitung nur schlecht vertrage, gegen Temperatureinwirkungen sehr empfindlich und dem Auftreten von inneren Spannungen unterworfen sei. Wöhler's Versuche²⁷⁾ haben ergeben, daß gerade die zähesten Flußseisensorten am ehesten geneigt sind, unter dem Einflusse des Walzprozesses die sogen. Walzhärte anzunehmen und dadurch spröde zu werden. Bauschinger²⁸⁾ berichtet über den bedeutenden Einfluß kleiner Oberflächenfehler des Flußmaterials auf

²⁷⁾ Centralbl. d. Bauverw. 1886.

²⁸⁾ Mitteilungen XIII, 1886, S. 37.

die Festigkeit bei wiederholten Beanspruchungen, die unter oder nur wenig über der Elastizitätsgrenze lagen, und welche den Bruch schon nach einer verhältnismäßig geringen Anzahl von Wiederholungen herbeiführten. Schweisseisen erwies sich dagegen fast unempfindlich gegen kleine Oberflächenfehler.

Innere Spannungen treten bei Flußmaterial überall dort auf, wo bei ungleichmäßiger Erwärmung des Arbeitsstückes an diesem deformierende Bearbeitungen vorgenommen werden. Auch die ungleichmäßige Abkühlung des in warmem Zustande vollendeten Stückes giebt bekanntlich Veranlassung zur Entstehung von inneren Spannungen. Warme Nietung, insbesondere Handnietung scheint dem Flußmaterial auch nicht zuträglich zu sein. Es ist dies unschwer zu erklären. Der glühend eingeführte Nietbolzen erwärmt die ihn unmittelbar umgebende Eisenmasse, die sich demgemäß zu einer beulenartigen Schwellung auszudehnen sucht. Durch das Stauchen des Bolzens und die Kopfbildung wird auch die warme Umgebung des Bolzens niedergestaucht und dadurch der Umfang des Nietloches verkürzt. Die Folge hiervon ist, daß beim Erkalten das Material um den Niet herum Umfangsspannungen erhält, was bei niedriger Außentemperatur zur Entstehung radialer Haarrisse führen kann. Über die Größe und Bedeutung der inneren Spannungen in Konstruktionsstücken geben verschiedene unliebsame Erfahrungen Aufschluß. Vor einigen Jahren hatte der Verfasser Gelegenheit, einen hierauf bezüglichen interessanten Fall zu sehen. Für eine eben im Bau vollendete 500pferdekraftige Dampfmaschine wurde die in Bessemer-Flußstahl hergestellte massige Stirnkurbel auf die Welle aufgezogen; bei dieser Gelegenheit erhielt die erstere plötzlich einen mehrere Millimeter weiten, klaffenden und die Kurbelmasse völlig durchdringenden Längssprung. Obwohl diese Kurbel zum Zwecke des Aufziehens angewärmt worden war, so konnte dennoch nicht angenommen werden, daß die zusammenziehende Kraft des erkaltenden Metalls in diesem Falle ausreichend gewesen wäre, den erwähnten Bruch herbeizuführen; es mußte vielmehr auf die Wirkung innerer Spannungen geschlossen werden.

Das Verhalten des Flußeisens in genieteten Konstruktionen wurde anlässlich der Erbauung der holländischen Strombrücken zu Ende der Siebziger-Jahre durch Versuche, die in der Harkort'schen Brückenbauanstalt in Duisburg und von der Gesellschaft Union zu Dortmund mit genieteten Trägern ausgeführt wurden, erprobt.

In nachfolgender Tabelle sind die Resultate der Harkort'schen Versuche zusammengestellt.²⁹⁾

Material der Träger.	Wirkliche Tragkraft in Prozenten der theoretischen.	Durchschnittliche		
		Festigkeit kg pro qmm	Kontraktion o/o.	Dehnung o/o.
Flußstahl	81	84	32	14
„	63	66	39	16
Flußeisen	82	46	46	22
Schweisseisen . . .	96	39	26	20

Hiernach würde die Ausnützung der Festigkeit bei Schweisseisenträgern weitaus günstiger erscheinen, als beim Flußmaterial.

Noch viel ungünstiger für das Flußeisen fielen die Versuche der Union aus, die mit den stählernen Längs- und Querträgern der Rhein-Brücke bei Arnheim und der Waal-Brücke bei Nymwegen ausgeführt wurden. Obwohl das Material der Träger an

²⁹⁾ Notizen über die Fabrikation des Eisens u. s. w. von Mehrrens. Berlin 1882.

und für sich in Bezug auf Festigkeit und Dehnbarkeit tadellos befunden wurde, erfolgte dennoch der Bruch der genieteten Konstruktionen bei weit geringeren Anstrengungen, als zu erwarten war. Dabei geschah das Brechen der Bleche und Winkeleisen ganz unregelmäßig und an Orten, die mit den theoretischen Anschauungen über die Verteilung der Spannungen bei gebogenen homogenen Trägern in vollem Widerspruche standen. Infolge dieser durchaus ungünstigen Proben wurden fast alle Stahlträger zurückgewiesen und statt derselben Schweißeisenträger verwendet. Es ist begreiflich, daß diese Resultate nicht wenig dazu beitrugen, von der Anwendung des Flußmaterials abzuschrecken.

Wenn wir in historischer Hinsicht die Anwendung des Flußmaterials zu Brückenbauten verfolgen, so finden wir, daß bereits im Jahre 1863 in Holland die 30 m weiten Gitterbrücken bei Limburg und Maastricht in diesem Material erbaut worden sind. Seitdem kamen in verschiedenen Ländern hier und dort Flußeisenbrücken zur Ausführung, ohne daß es bisher gelungen wäre, diesem Material in Europa ein größeres Terrain zu erschließen. Die im Jahre 1875 erbaute Eisenbahn-Bogenbrücke über den Mississippi bei St. Louis und die 1883 eröffnete kolossale Hängebrücke über den East River zwischen New-York und Brooklyn sind die größten jetzt bestehenden in Stahl erbauten Brücken. Für die gegenwärtig im Baue begriffene Brücke über den Firth of Forth in Schottland, ein Bauwerk, das an Großartigkeit alles bisherige im Eisenbrückenbau übertrifft, wird durchaus weicher Siemens-Martinstahl verwendet.

Die österreichischen in Flußeisen konstruierten Eisenbahnbrücken der Linie Erbersdorf-Würbenthal wurden 1881 erbaut und haben nicht nur die mit den Blechträgern vorgenommenen Belastungsproben sehr günstige Resultate ergeben, sondern es haben sich diese sowohl, als auch die dortselbst befindliche Parabelträgerbrücke von 21 m Stützweite seit der Betriebseröffnung vollkommen bewährt. Auf der Kremser Linie sollen drei Brücken mit der Spannweite von 21 m, 31 und 37 m ebenfalls in Flußeisen hergestellt sein. Es wurde berichtet³⁰⁾, daß über die 31 m weite Brücke ein entgleister Güterzug mit 6 km Geschwindigkeit gegangen sei, wobei ein Wagen gegen die Konstruktion geschleudert und eine Anzahl von Konstruktionsteilen zerbrochen worden ist. Man glaubte, daß bei Schweißeisen diese Konstruktionsteile nur verbogen, aber nicht gebrochen sein würden und habe für die Brücken der Arlberg-Bahn, für welche auch Flußeisen in Aussicht genommen gewesen war, auf die Anwendung desselben verzichtet. Dieses Vorkommnis ist allerdings geeignet, Besorgnisse zu erwecken und zum mindesten bei Anwendung von Flußeisen zu Brücken zu großer Vorsicht zu mahnen.³¹⁾

Die Nachrichten über amerikanische Flußeisenbrücken lauten jedoch sehr günstig und es werden die dortigen guten Erfolge in erster Linie der großen Sorgfalt zugeschrieben, mit welcher die amerikanischen Ingenieure bei Auswahl des Materials zu Werke gehen, sowie auch dem Entgegenkommen der Fabrikanten, welche den strengen Anforderungen der Ingenieure bereitwilligst nachzukommen suchen. Ingenieur Krohn³²⁾ schreibt hieüber unter anderem das folgende:

³⁰⁾ Stahl und Eisen, 1884, S. 731.

³¹⁾ In neuerer Zeit sind Flußeisen und Stahl in Deutschland und Holland namentlich bei beweglichen Brücken zur Anwendung gelangt. Nähere Angaben hinsichtlich dreier Klappbrücken in Königsberg (Ostpreußen), bei deren beweglichen Teilen auf Frühlings Veranlassung Flußeisen verwendet ist, findet man im XI. Kapitel, S. 37 und 70, hinsichtlich holländischer Drehbrücken aus gewalztem Gußstahl daselbst, S. 69. Die erste jener Brücken in Königsberg stammt bereits aus dem Jahre 1879.

³²⁾ Die Verwendung von Stahl zu Brückenbauten in Nordamerika. Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1885, S. 382.

„Die Überwachung der Fabrikation seitens des bauleitenden Ingenieurs ist eine sehr peinliche. Auf dem Stahlwerk ist während der Zeit, in welcher für den betreffenden Bau fabriziert wird, stets ein Ingenieur der Bauleitung anwesend. Die Ingots jeder einzelnen Charge werden bezeichnet und nicht eher ausgewalzt, als bis der überwachende Beamte die Charge als annehmbar erklärt hat. Für jede Charge wird am Versuchsstab wenigstens die Elasticitätsgrenze, Bruchgrenze und die Dehnung ermittelt.“ Krohn führt ferner als Beispiel der strengen Überwachung an, daß bei einem Stahl, der zum Teil im festen Martinofen, zum Teil in Pernot-Öfen von der Spang Steel and Iron Co. Pittsburgh hergestellt wurde, von 230 Chargen 114 verworfen und 116 als brauchbar zugelassen worden seien. Die angenommenen Chargen zeigten sehr gute Übereinstimmung. Unter den zurückgewiesenen Chargen sind sowohl solche, welche zu weich waren und zu geringe Festigkeit zeigten, als auch solche, welche bei hoher Festigkeit zu geringe Dehnung besaßen. Auch die zurückgewiesenen Chargen zeigten mit wenigen Ausnahmen eine leidlich gute Stahlsorte. Trotz der großen Sorgfalt, welche bei Auswahl des Materials aufgewendet wird, vermeiden vorsichtige Ingenieure die Anwendung des Stahles zu Konstruktionsteilen, die der Einwirkung von Stößen unmittelbar ausgesetzt sind. Für die Fahrbahnkonstruktion ist meistens — auch bei Brücken, deren Hauptträger aus Stahl bestehen — Schweißseisen gebraucht. Auch kleine Brücken werden dort in der Regel in letzterem Material ausgeführt.

Außer der Qualität des Materials an und für sich ist die nachträgliche Behandlung desselben bei Bildung von Konstruktionselementen besonders beim Flußeisen und Flußstahl von großer Bedeutung, denn es ist bekannt, daß kalte Bearbeitung, der Walzprozeß selbst und Temperatureinflüsse auch das an sich beste Material verderben können. Glücklicherweise kennt man in dem Ausglühen des Stückes ein wirksames Mittel, das diese Schäden zu beseitigen vermag. Durch eine solche Prozedur können die inneren „falschen“ Spannungen und die Veränderungen, welche das Material durch die kalte Behandlung erlitten, ausgeglichen werden. Die Erklärung hierfür ist in der durch die Glühhitze verminderten Kohäsion zu suchen. Die Massenteilchen des Metalls können dann den auf sie einwirkenden Spannungen durch Lageveränderung und Verschiebung so lange folgen, bis das innere Gleichgewicht hergestellt ist. Dieses wichtige Mittel sollte nie unterlassen und immer in Anwendung gebracht werden. Genaue Kenner des Flußmaterials legen hierauf auch das größte Gewicht. Pérrissé, der in den verschiedensten Werkstätten die Verarbeitung des Flußeisens verfolgt hat, faßt seine Erfahrungen hierüber in folgende Sätze zusammen:

1. „Bei der Arbeit in der Hitze ist zu vermeiden, daß die Arbeit fortgesetzt wird bei einer Temperatur niedriger als Dunkelrot-Glut, daß die Stücke ungleichmäßig erhitzt und ungleichmäßig abgekühlt werden, daß Schläge außerhalb der erwärmten Stelle angebracht werden. Es ist soviel als möglich von Holzhämmern Gebrauch zu machen. Die Bearbeitung eines jeden Stückes, welches einer wichtigen Schmiedung unterzogen wurde, ist mit einem Glühprozeß zu beschließen. Beim Biegen der Stücke ist hauptsächlich die Presse anzuwenden.“
2. Bei der Arbeit im Kalten ist das Hämmern soviel als möglich durch die Arbeit der Maschine, welche allmählichere und kontinuierliche Drucke erstattet, zu ersetzen. Als Schluß einer wichtigen Bearbeitung mit dem Hammer ist stets ein Glühverfahren anzuwenden. Auf das Schlagen der Nietlöcher hat man ein Ausbohren des deformierten Nietlochrandes folgen zu lassen.
3. Zum Nieten verwende man Nieten aus extraweichem Flußeisen allemal, wenn dieselben durch Maschinenwirkung zu versetzen sind; hierbei sind aber die Nieten in einem Ofen gleichmäßig auf helle Kirschrotglut zu erhitzen. Ist man jedoch gezwungen, von Hand zu nieten, so sind Eisennieten von Extraqualität zu verwenden.“³³⁾

³³⁾ S. Pérrissé, Über die Verwendung des Flußeisens als Konstruktionsmaterial. „Stahl u. Eisen“, 1884, S. 727.
Handbuch d. Ing.-Wissensch. II. 2. 2te Aufl.

Auch die russischen Vorschriften über den Gebrauch des Flußeisens bei Bauten (Wochenschrift d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1886, S. 59) treffen über die Behandlungsweise des Materials ähnliche Bestimmungen.

Die erörterten Eigenschaften des Flußmaterials — seine Vorzüge und Schwächen — charakterisieren dasselbe als ein solches, das wegen seiner das Schweißisen hoch überragenden Festigkeit und Dehnbarkeit wohl zu Brückenbauzwecken herangezogen zu werden verdiene, jedoch mit unerläßlicher Vorsicht und Sorgfalt, seinen Eigentümlichkeiten entsprechend, behandelt werden müsse. Ob die bei uns übliche Detailkonstruktion, die für Schweißisen ganz vorzüglich ist, auch für Flußmaterial passend sei, ist eine andere Frage. Wir sind geneigt, dieselbe zu verneinen und behaupten, daß die rationelle Detailkonstruktion der besonderen Eigentümlichkeit des Konstruktionsmaterials Rechnung tragen müsse. Deshalb glauben wir, daß es Aufgabe der Konstrukteure sein werde, nach den dem Flußmaterial entsprechenden Konstruktionsprinzipien ein besonderes neues System der Detailkonstruktion zu schaffen. Die Zusammensetzung der Konstruktionsglieder aus vielen neben- oder übereinander befindlichen, oft dünnen Teilen, wie z. B. bei den T-Gurten unserer Brücken dürfte für Flußeisen kaum angezeigt sein. Die Empfindlichkeit des Flußeisens verbietet die Anwendung aller gewaltsamen Operationen in kaltem Zustande und es müssen Arbeiten, wie das gewaltsame Aufdornen der zu vernietenden Teile u. s. w. möglichst vermieden werden. Die Nietarbeit selbst sollte daher auf das Allernotwendigste beschränkt, nur in der Fabrik und mit Nietmaschinen, die mit ruhigem Druck arbeiten, ausgeführt werden. Es folgt daraus, daß die einzelnen Konstruktionsglieder möglichst einfach gehalten, aus wenigen, dafür aber im Profil starken Walzstücken herzustellen sein würden. Die Ausführung von Nietungen an der Baustelle müßte gänzlich unterbleiben und die erforderlichen Verbindungen dürften nur mittels abgedrehter Schraubenbolzen erfolgen. Die Knotenpunkte müssen gelenkförmig, allenfalls nach Art der amerikanischen Brücken ausgebildet werden. Für die Stoßverbindung gedrückter Konstruktionsglieder würde der direkte Kontakt der gestoßenen Teile anzustreben sein u. s. w. Wir zweifeln nicht, daß es gelingen werde, derartige Detailkonstruktionen ausfindig zu machen und sind dann überzeugt, daß bei richtiger Behandlung des ursprünglich guten Materials und Anwendung der erforderlichen Sorgfalt in der Herstellung das Flußmaterial sich als ausgezeichnet geeignet auch im Brückenbau erweisen werde.

Der sicherste Leitstern für die Beurteilung eines Konstruktionsmaterials ist und bleibt die möglichst genaue Kenntnis seiner Eigenschaften; je gründlicher dieselbe ist, um so sicherer wird auch die Art und Weise der Verwendung des Materials gehandhabt werden können. Zu dieser Kenntnis kann man jedoch nur durch zahlreiche Versuche gelangen; diese dürfen aber nicht auf die bloßen Festigkeitsproben mit einfachen Stäben beschränkt bleiben, sondern müssen der besonderen Verwendung im Brückenbau entsprechend sich auf durch Nietung verbundene Stäbe, auf Profileisen u. s. w. erstrecken. Und nicht nur dies. Es müßten zu diesem Zwecke besonders erbaute Träger von ähnlicher Detaildurchbildung wie die wirklichen Brückenträger durch Belastungen bis zum Bruche oder doch bis zur gänzlichen Deformierung gebracht werden, damit sowohl die Schwächen des Materials als jene der Konstruktion deutlich in die Augen fallen. Erst solche Versuche, im großen Maßstabe durchgeführt, würden den Wert des Materials und der aus ihm gebildeten Konstruktionen zur Geltung bringen. Es wäre

Sache der Regierungen, derartige Versuche ausführen zu lassen und damit sowohl die wissenschaftlich, als auch nationalökonomisch wichtige Frage der Verwendung des Flußmaterials im Brückenbaue einer Lösung entgegenzuführen.

Litteratur.

- Welche Erfahrungen liegen bezüglich der Verwendung von Stahl bei Eisenbahnbrücken vor? Organ f. d. Fortsch. d. Eisenbahnw. 6. Suppl.-Bd. Wiesbaden 1878, S. 97.
- Brücken aus Bessemer-Stahl der Lokalbahn Erbersdorf-Würbenthal. Wochenschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1880, S. 214.
- Über die Verwendung von Stahl zu Brückenbauten. Deutsche Bauz. 1881, S. 388.
- Die Messung der Durchbiegung eiserner Brücken und die Verwendung des Stahles im Brückenbau. Deutsche Bauz. 1882, S. 423.
- Die Frage der Verwendung des Flußeisens und Flußstahles für Brücken. Wochenschr. d. Ver. deutscher Ing. 1883, S. 83.
- Heindl. Über die Verwendung des Flußeisens zu Eisenbahnbrücken. Centralbl. f. Eisenb. u. Dampfschiffahrt 1883, S. 373.
- Eigenschaften und Prüfung des Stahles für die Straßenbrücke über den Monongahela bei Pittsburg. Engineering 1884, I. S. 239.
- Zur Frage der Verwendung des Stahles im Brückenbau. Centralbl. d. Bauverw. 1884, S. 134.
- Welche Erfahrungen liegen vor über die Verwendung des Stahles und Flußeisens zu Baukonstruktionen, insbesondere zu Eisenbahnbrücken? Organ f. d. Fortsch. d. Eisenbahnw. 9. Suppl.-Bd. Wiesbaden 1884, S. 95.
- Verwendung von Flußeisen bei nordamerikanischen Brücken. Wochenschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1885, No. 42.
- Considère. Über die Anwendung des Stahles und Eisens in Bauwerken. Ann. des ponts et chaussées 1885, I. S. 574.
- Tetmajer. Der Wert des Thomas-Fluß- und Schmiedeisens als Baustoff. Zürich 1885. Vergl. Polyt. Journ. 1886, Bd. 261, S. 427.
- Weyrich. Das Flußeisen als Brücken-Konstruktionsmaterial. Wochenbl. f. Baukunde 1887, S. 344.
- Mehrtens. Zur Frage der Verwendung des Flußeisens für Baukonstruktionen. Centralbl. d. Bauverw. 1888, S. 57.

§ 10. Verhalten von Schweisseisen und Stahl bei wiederholten Anstrengungen.

Wöhlers Gesetz. Bauschingers Versuchsergebnisse.

Fairbairns im Jahre 1860 und 1861 angestellte Versuche mit einem genieteten 6 m weiten Blechträger erbrachten den Nachweis, daß Belastungen, die weit unter der Bruchgrenze liegende Spannungen des Materiales hervorbringen, dennoch durch vielfache Wiederholung den Bruch des Trägers nach sich zu ziehen vermögen, aber Wöhler war es vorbehalten, aus seinen in den Jahren 1859 bis 1870 ausgeführten, äußerst wertvollen Versuchen bestimmte Gesetze für das Verhalten von Eisen und Stahl gegen wiederholte Beanspruchungen zu entdecken und auszusprechen.

Das Wöhler'sche Gesetz lautet:

„Der Bruch des Materiales läßt sich nicht nur durch eine, die absolute Festigkeit überschreitende, ruhende Belastung, sondern auch durch vielfach wiederholte Schwingungen, von denen keine die Bruchgrenze erreicht, herbeiführen. Die Differenzen der Spannungen, welche die Schwingungen eingrenzen, sind dabei für die Zerstörung des Zusammenhangs maßgebend. Die absolute Gröfse der Spannungen ist insoweit von Einfluß, als mit wachsender Spannung die Differenzen, welche den Bruch herbeiführen, sich verringern. Für solche Schwingungen, bei denen dieselbe Faser aus Zugspannung in Druckspannung übergeht und umgekehrt, werden die Zug-

spannungen als positiv, die Druckspannungen als negativ betrachtet, sodaß also in diesem Falle die Differenz der äußersten Faserspannungen gleich der größten Zugspannung plus der größten Druckspannung ist.³⁴

Wöhler giebt dann folgende, aus seinen Versuchsergebnissen entnommene Zusammenstellung von Schwingungsgrenzen, bei denen der Bruch nicht mehr eingetreten ist:

1. Bei Stäben aus Achsen, die im Jahre 1857 von der Gesellschaft „Phönix“ geliefert worden waren:
Schwingungen zwischen:

$$\begin{aligned} & (+160) + 1170 \text{ kg} \text{ und } (-160) - 1170 \text{ kg f. d. qcm,}^{34)} \\ & (+300) + 2190 \text{ „ „ „ Null} \\ & (+440) + 3220 \text{ „ „ „ } (+240) + 1750 \text{ „ „} \end{aligned}$$

2. Bei Stäben aus Gußstahlachsen, die Krupp im Jahre 1862 geliefert hatte:
Schwingungen zwischen:

$$\begin{aligned} & (+280) + 2050 \text{ kg} \text{ und } (-280) - 2050 \text{ kg f. d. qcm,} \\ & (+480) + 3510 \text{ „ „ „ Null} \\ & (+800) + 5850 \text{ „ „ „ } (+350) + 2560 \text{ „ „} \end{aligned}$$

3. Bei Stäben aus ungehärtetem Gußfederstahl:
Schwingungen zwischen:

$$\begin{aligned} & (+500) + 3660 \text{ kg} \text{ und „ Null} \\ & (+700) + 5120 \text{ „ „ „ } (+250) + 1830 \text{ kg f. d. qcm,} \\ & (+800) + 5850 \text{ „ „ „ } (+400) + 2930 \text{ „ „} \\ & (+900) + 6580 \text{ „ „ „ } (+600) + 4390 \text{ „ „} \end{aligned}$$

Wenn die unteren Schwingungsgrenzen σ_{\min} als Abscissen und die Spannungsdifferenzen $(\sigma_{\max} - \sigma_{\min})$ als zugehörige Ordinaten eines rechtwinkligen Koordinatensystems aufgetragen werden, so können die so erhaltenen Punkte nach Gerber durch eine Parabel verbunden werden, deren Gleichung lautet:

$$(\sigma_{\max} + \sigma_{\min})^2 + \frac{2z^2}{s_s} (\sigma_{\max} - \sigma_{\min}) = 4z^2, \quad 1.$$

worin z die Festigkeit gegen Zug bzw. Druck für ruhende Belastung und s_s die „Schwingungsfestigkeit“, d. i. die Grenzspannung für den Wechsel der Inanspruchnahmen im entgegengesetzten Sinne bei gleicher Spannungsgröße gegen Zug und Druck.

Gl. 1 stellt sonach einen Ausdruck für das Wöhler'sche Gesetz dar. Aus dieser Gleichung berechnet sich:

$$\sigma_{\max} = -\left(\sigma_{\min} + \frac{z^2}{s_s}\right) + z\sqrt{4 + 4\frac{\sigma_{\min}}{s_s} + \left(\frac{z}{s_s}\right)^2}. \quad 2.$$

Für $\sigma_{\min} = 0$ sei $\sigma_{\max} = s_u$, so folgt:

$$s_u = z\left[\sqrt{4 + \left(\frac{z}{s_s}\right)^2} - \left(\frac{z}{s_s}\right)\right] = cz, \quad 3.$$

wo $c = \left(\sqrt{4 + \left(\frac{z}{s_s}\right)^2} - \left(\frac{z}{s_s}\right)\right)$.

Weiter ist aus Gl. 3:

$$s_s = \frac{2s_u z^2}{4z^2 - s_u^2} = 2\frac{s_u}{4 - \left(\frac{s_u}{z}\right)^2} = 2\frac{s_u}{4 - c^2} = 2\frac{cz}{4 - c^2}$$

oder

$$\frac{s_s}{z} = \frac{2c}{4 - c^2} \quad 4.$$

Auf Grundlage der Gleichungen 3 und 4 können aus Versuchen Wöhlers und Bauschingers³⁵⁾ die folgenden Mittelwerte gezogen werden:

³⁴⁾ Die eingeklammerten Zahlen sind die Wöhler'schen Werte in Zollcentnern f. d. Quadratzoll = 7,31 kg f. d. qcm.

³⁵⁾ Mitteilungen aus dem mechanisch-technischen Laboratorium der Königl. technischen Hochschule in München von J. Bauschinger, XIII. Heft, S. 47.

für Schweifs- und Flußeisen:

$$c = 0,57, \quad s_u = 0,57 z \quad \text{und} \quad s_s = 0,3 z,$$

für Stahl:

$$c = 0,48, \quad s_u = 0,48 z \quad \text{und} \quad s_s = 0,25 z.$$

Von Launhardt wurde im Jahre 1873 gleichfalls ein analytischer Ausdruck für das Wöhler'sche Gesetz aufgestellt, jedoch bloß für Beanspruchungen nach einem Sinne.

Professor Weyrauch erweiterte, dem Gedankengange Launhardt's folgend, dessen Formel auch für Spannungen, die in entgegengesetztem Sinne wechseln.

Die Launhardt-Weyrauch'schen Gleichungen für das Wöhler'sche Gesetz sind die folgenden³⁶⁾:

a. für Beanspruchungen S_{\min} und S_{\max} nach einem Sinne:

$$\sigma_{\max} = s_u \left(1 + \frac{z - s_u}{s_u} \cdot \frac{S_{\min}}{S_{\max}} \right) \dots \dots \dots 5.$$

b. für Beanspruchungen in entgegengesetztem Sinne:

$$\sigma_{\max} = s_u \left(1 - \frac{s_u - s_s}{s_u} \cdot \frac{S_{\min}}{S_{\max}} \right) \dots \dots \dots 6.$$

Der einfachste Ausdruck für das Wöhler'sche Gesetz wurde von Prof. Winkler aufgestellt.³⁷⁾ Derselbe lautet:

$$\sigma_{\max} = (1 - k) z + k \cdot \sigma_{\min}, \dots \dots \dots 7.$$

wobei

$$k = \frac{z - s_s}{z + s_s} \dots \dots \dots 8.$$

ist.

Bei den Wöhler'schen Resultaten ist das eine auffallend, daß die Grenzspannungen der Schwingungen bei Anstrengung des Materiales nach einem Sinne über der Elasticitätsgrenze liegen und dennoch derartige Spannungswechsel in unbegrenzter Anzahl vom Material ungeschädigt ausgehalten werden konnten. Aufklärung über diese Erscheinung erhalten wir in den oben citierten Mitteilungen des Professors Bauschinger, dessen Forschungen im Gebiete der Festigkeit der Baustoffe neue und wichtige Ergebnisse geliefert haben. Die im XIII. Hefte der genannten Mitteilungen Bauschingers niedergelegten Resultate sind in kurzem die folgenden:

Bei elastischen Materialien gilt der Hooke'sche Satz über die Proportionalität der Verlängerungen oder Verkürzungen mit der Belastung, durch welche sie hervorgebracht wird, stets bis zu einer gewissen Grenze der Belastung. Wird diese Grenze überschritten, so wachsen die Längenänderungen rascher als die Belastungen.

Das Überschreiten der Proportionalitätsgrenze ist von einigen gleichzeitig auftretenden Erscheinungen begleitet, welche deren Bestimmung wesentlich erleichtern.

Während nämlich

1. die bleibenden Längenänderungen innerhalb der Proportionalitätsgrenze nur klein sind und nur ganz allmählich mit der Belastung wachsen, werden sie nach Überschreitung jener Grenze mit einem Male bedeutend größer.

2. Während bei wiederholtem Hin- und Hergehen zwischen der Belastung Null und einer innerhalb der Proportionalitätsgrenze gelegenen immer wieder dieselben bleibenenden und gesamten Längenänderungen erhalten werden, steigen beide bei einer oberen Be-

³⁶⁾ Festigkeit und Dimensionenberechnung der Eisen- und Stahlkonstruktionen mit Rücksicht auf die neueren Versuche von Dr. Jakob J. Weyrauch. 1876.

³⁷⁾ Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1877. — Winkler. Wahl der zulässigen Inanspruchnahme für Eisenkonstruktionen. Wien 1877.

lastung, welche über der Proportionalitätsgrenze liegt, bei jedem neuen Wechsel zwischen dieser Belastung und Null.

3. Während endlich innerhalb der Proportionalitätsgrenze die Zeit keinen Einfluss zeigt, erfolgt nach Überschreiten dieser Grenze eine elastische Nachwirkung.

Bauschinger folgert im weiteren: „Wenn in einem Stabe, welcher wechselnden Beanspruchungen zwischen einer unteren und oberen Grenze, von denen wenigstens die letztere über der ursprünglichen Elasticitätsgrenze liegt, ausgesetzt wird, die Lage der Elasticitätsgrenze (Proportionalitätsgrenze) nicht verändert oder erniedrigt wird, oder wenn dieselbe im Falle der Erhöhung unter jener oberen Grenze bleibt, so muß durch solche Anstrengungen, wenn sie nur oft genug wiederholt werden, schließlich der Bruch erfolgen; denn jede neue Anstrengung bringt eine neue Vergrößerung der Längenänderung hervor. Wenn aber umgekehrt beide Grenzen der wechselnden Beanspruchungen unterhalb der Elasticitätsgrenze liegen und liegen bleiben, so kann auch durch noch so lange fortgesetzte Wiederholung der Anstrengungen der Bruch nicht erfolgen.“

Bei Schweifseisen, Flusseisen und Stahl tritt bei allmählicher Vergrößerung der Belastung über die Elasticitätsgrenze ein zweiter merkwürdiger Punkt auf, wo nämlich die Längenänderungen, welche durch die fortwährend in gleichen Intervallen wachsenden Belastungen hervorgebracht werden, auf einmal sehr rasch wachsen. Das Diagramm, welches bis dahin sich nur wenig und ganz allmählich von der geraden Linie, die es innerhalb der Elasticitätsgrenze bildete, abgebogen hat, biegt sich nun plötzlich in einem mehr oder weniger scharfen Knie um, vergl. Fig. 9, S. 60. Bauschinger nennt den dabei stattfindenden Vorgang das „Strecken“ und den Punkt, wo dies beginnt, die „Streckgrenze.“

Einfluss der Streckung.

1. Die Streckgrenze wird stets bis zu der Belastung hinaufgehoben, mit welcher gestreckt wurde und zwar schon unmittelbar nach dem Strecken. In der Zeit der Ruhe aber, die nach der auf das Strecken vorgenommenen Entlastung verstreicht, hebt sich die Streckgrenze über jene Maximalbelastung, mit welcher gestreckt worden ist, hinaus und zwar ist diese Hebung schon nach einem Tage sehr gut bemerkbar, dauert aber Wochen und Monate, vielleicht Jahre fort.

2. Die Elasticitätsgrenze wird durch Strecken herabgeworfen, oft bis auf Null, sodass die Probestücke, wenn sie unmittelbar nach dem Strecken und Entlasten wieder gemessen werden, gar keine oder eine bedeutend niedrigere Elasticitätsgrenze haben. In der Zeit der Ruhe, die nach der auf das Strecken vorgenommenen Entlastung verstreicht, hebt sich auch die Elasticitätsgrenze wieder, erreicht nach mehreren Tagen die Belastung, mit welcher gestreckt wurde und wird nach genügend langer Zeit, sicher nach mehreren Jahren selbst über diese Belastung hinausgehoben.

3. Mit der Elasticitätsgrenze wird in der Regel auch der Elasticitätsmodul durch vorausgegangenes Strecken erniedrigt; er erhebt sich, wie jene, in der Zeit der Ruhe nach dem Strecken und Entlasten wieder, wahrscheinlich aber langsamer. Nach mehreren Jahren findet er sich stets beträchtlich über seine ursprüngliche Größe hinausgehoben.

4. Durch Dehnen mit Belastungen, die über der Elasticitäts-, aber noch unter der Streckgrenze liegen, wird die Elasticitätsgrenze erhöht und zwar sofort nach dem Entlasten und umso mehr, je höher die Belastung war. Wenn letztere in die Nähe der Streckgrenze kommt, erreicht die Elasticitätsgrenze ein Maximum und wird bei Überschreiten der Streckgrenze herabgeworfen, entsprechend dem zweiten Satze.

Einfluss von Erschütterungen.

Heftige Erschütterungen, wie sie bei Schmieden in kaltem Zustande und nachfolgendem Bearbeiten vorkommen, erniedrigen die vorher durch Strecken und eine darauf verstrichene längere Ruhepause erhöhte Elasticitätsgrenze wieder. Die Streckgrenze wird durch eine solche Behandlung auch erniedrigt, jedoch nicht viel; sie bleibt noch weit über der Höhe, die sie im ursprünglichen Zustande des Probestückes hatte.

Einfluss der Wärme.

1. Die Wirkung der Erwärmung und darauf folgenden Abkühlung auf die Lage der Elasticitäts- und Streckgrenze wird beim Flusseisen erst von 350° an, wenn die Abkühlung rasch, und von 450° an,

wenn diese langsam erfolgt, bemerklich. Temperaturen, welche unter jenen liegen, bringen keine Wirkungen auf die Lage jener beiden Grenzen hervor. — Bei Schweisseisen beginnt diese Wirkung sowohl bei rascher, als bei langsamer Abkühlung von 400° an.

2. Die Wirkung der Erwärmung über jene Temperaturen und der darauf folgenden langsamen oder raschen Abkühlung besteht immer darin, daß die Elasticitätsgrenze sowohl als die Streckgrenze erniedrigt wird, und zwar umsomehr, je höher erwärmt wurde, jedoch so, daß diese Einwirkung auf erstere Grenze bedeutend energischer ist, als auf letztere.

3. Rasches Abkühlen nach dem Erwärmen erniedrigt die Elasticitäts- und Streckgrenze, besonders die erstere, weit stärker als langsames Abkühlen; rasches Abkühlen wirft die Elasticitätsgrenze meist schon bei einer Erwärmung auf 500° , sicher aber beim Kirschrotglühen auf Null oder nahezu auf Null herab, und zwar sowohl bei Schweiss- und Flußeisen als auch beim Bessemer-Stahl, während langsame Abkühlung eine so tiefe Senkung der Elasticitätsgrenze selbst nach Kirschrothitze nicht hervorbringen kann.

Einfluß abwechselnder Belastungen auf Zug und Druck.

1. Durch Belasten auf Zug oder Druck über die Elasticitätsgrenze hinaus wird die Elasticitätsgrenze für Druck oder bezw. Zug bedeutend erniedrigt, umsomehr, je höher jene Belastungen über der betreffenden Elasticitätsgrenze liegen, und schon verhältnismäßig geringe Überschreitungen der Elasticitätsgrenze für eine Belastungsart werfen die Elasticitätsgrenze für die Belastung im entgegengesetzten Sinne bis auf Null herab. Wenn eine so erniedrigte Elasticitätsgrenze durch Belasten im gleichen Sinne wieder gehoben wurde, und dann überschritten wird, so fällt sofort die Elasticitätsgrenze für die Belastung im entgegengesetzten Sinne wieder auf Null oder fast auf Null herab. — Die Zeit ist bei diesen Vorgängen ohne, oder doch nur von geringem Einfluß, d. h. die durch Zug oder Druck erniedrigte Elasticitätsgrenze für bezw. Druck oder Zug hebt sich, wenigstens im Verlaufe der nächsten 3 bis 4 Tage, nicht wieder und im Verlaufe der nächsten Wochen, wenn überhaupt, doch nur wenig.

2. Durch allmählich anwachsende, zwischen Zug und Druck wechselnde Spannungen kann die Elasticitätsgrenze für entgegengesetzte Beanspruchungen erst dann erniedrigt werden, wenn jene Spannungen die ursprüngliche Elasticitätsgrenze überschreiten.

3. Wenn die Elasticitätsgrenze für Zug oder Druck durch vorausgegangene Belastung auf Druck bezw. Zug, die über der ursprünglichen Elasticitätsgrenze lag, erniedrigt worden ist, so kann sie durch allmählich anwachsende, zwischen Zug und Druck wechselnde Belastungen wieder gehoben werden, aber nur bis zu einer Grenze, die beträchtlich unter der ursprünglichen Elasticitätsgrenze liegt.

Einfluß wiederholter Anstrengungen.

1. Wenn bei wiederholten Anstrengungen auf Zug, deren untere Grenze Null ist, die obere Grenze in der Nähe der ursprünglichen Elasticitätsgrenze liegt, so wird auch durch 5 bis 16 millionenmalige Wiederholung dieser Anstrengung der Bruch nicht erreicht.

Bemerkung. Bei Anwendung auf die Praxis sind zwei wichtige Punkte nicht zu übersehen:

a. Das Material muß vollständig fehlerfrei sein. Die geringsten Fehler, die ursprünglich nicht oder kaum bemerklich sein konnten, veranlassen namentlich bei den homogenen Materialien (Flußeisen und Flußstahl) den Bruch schon nach einer verhältnismäßig geringen Zahl von Wiederholungen auch bei Anstrengungen, die unter oder nur wenig über der Elasticitätsgrenze liegen. Schweisseisen dagegen scheint für kleine Oberflächenfehler fast unempfindlich zu sein.

b. Die sogenannte ursprüngliche Elasticitätsgrenze ist, wie die obigen Sätze gezeigt haben, sehr veränderlich, sehr abhängig von der vorausgegangenen Behandlung des Probestücks. Sie kann sehr tief liegen, kann aber auch bis nahe an die Bruchgrenze gehoben werden. Man muß sich also erst Rechenschaft darüber zu geben suchen, ob die für ein bestimmtes Material gefundene Elasticitätsgrenze nicht künstlich durch Strecken, Walzen u. s. w. gar zu hoch gehoben worden ist, bevor man sicher sein kann, daß es Anstrengungen, deren obere Grenze in der Nähe der Elasticitätsgrenze liegt, auf unbeschränkte Dauer auszuhalten vermag.

2. Durch oftmal wiederholte Anstrengungen zwischen Null und einer oberen Spannung, welche in der Nähe oder auch mehr oder weniger über der ursprünglichen Elasticitätsgrenze gelegen ist, wird diese gehoben und zwar bis über, manchmal weit über die obere Grenze der Anstrengungen hinaus und umso höher, je größer die Anzahl der Anstrengungen ist, ohne jedoch eine gewisse Höhe überschreiten zu können.

3. Wiederholte Anstrengungen (Schwingungen) zwischen Null und einer oberen Grenze, welche die ursprüngliche Elasticitätsgrenze noch über ihre obere Spannung hinaus zu heben vermögen, führen den Bruch nicht herbei; wenn aber ihre obere Grenze so hoch liegt, daß die Elasticitätsgrenze nicht mehr darüber hinaus gehoben werden kann, so muß der Bruch nach einer beschränkten Anzahl solcher Anstrengungen erfolgen.

4. Die Zugfestigkeit zeigt sich durch millionenmal wiederholte Anstrengungen nicht vermindert, eher erhöht, wenn das Probestück nach jenen Anstrengungen mit ruhender Belastung abgerissen wird.

5. Oftmal, millionenmal wiederholte Anstrengungen des Eisens und Stahles bringen keine Änderung der Struktur hervor.

Der Satz unter 2. über den Einfluß wiederholter Inanspruchnahmen giebt eine Erklärung für die merkwürdige durch Wöhler nachgewiesene Thatsache, wonach ein Material Anstrengungen, deren obere Grenze über der ursprünglichen Elasticitätsgrenze liegt, unter Umständen in unbeschränkter Anzahl auszuhalten vermag. Es wird eben nach obigem Satze die Elasticitätsgrenze durch wiederholte Anstrengungen, insofern diese anfänglich die Streckgrenze nicht erreichen, gehoben. Dieses Verhalten erinnert lebhaft an die Steigerung der Muskelkraft durch Übung, und es läßt sich die in obigem besprochene Erscheinung vielleicht folgendermaßen erklären.

Es ist bekannt, daß in verschiedenen Orten eines Eisenstabes die Elasticitätsverhältnisse verschieden und daß dehnbarere Teile neben minder dehnbaren aneinandergefügt sind, vergl. S. 55. Bei Krafteinwirkungen werden die minder dehnbaren Teilchen in ihrem Widerstande stärker in Anspruch genommen als die dehnbareren, welche in der Entfaltung ihres Widerstandes durch die infolge der Verschiedenheit der Dehnungen notwendig auftretenden Schubspannungswiderstände behindert sind. Oftmalige Wiederholungen der Krafteinwirkung dürfte geeignet sein, den mit molekularer Reibung vergesellschafteten Schubwiderstand zu verringern und so das Gleiten der dehnbareren Teile zu erleichtern, womit auch der volle Widerstand derselben freier zur Entfaltung gelangt. Alsdann wird ein Zustand eintreten, in welchem sowohl die minder dehnbaren als auch die dehnbareren Teilchen, einander weniger hindernd, ihren Widerstand freier entwickeln können, wodurch die Gesamtheit der Widerstände nunmehr eine größere ist, als bei der ersten Belastung.

Litteratur.

- Wöhler. Resultate der in der Central-Werkstatt zu Frankfurt a. d. O. angestellten Versuche über die relative Festigkeit von Eisen, Stahl und Kupfer. Zeitschr. f. Bauw. 1866, S. 67.
 Spangenberg. Über das Verhalten der Metalle bei wiederholten Anstrengungen. Zeitschr. f. Bauw. 1874, S. 474; daselbst 1875, S. 78.
 Theune. Die bleibenden Spannungen gebogener Stäbe und die Wöhler'schen Versuche. Organ f. d. Fortschr. d. Eisenbahnw. 1879, S. 224.
 Bauschinger. Über die Festigkeitsverminderung und das Krystallinischwerden des Eisens durch den Gebrauch. Polyt. Journ. 1880, Bd. 235, S. 169.

- Egleston. Über die Widerstandsfähigkeit der Metalle gegen wiederholte Inanspruchnahme, über die Ermüdung bzw. die Erholung der Materialien. *Revue univers. des mines* 1880, Mai, S. 521.
- Bauschinger. Über die Veränderungen der Elasticitätsgrenze und des Elasticitätsmoduls verschiedener Metalle. *Polyt. Journ.* 1877, Bd. 224, S. 1; *Civil-Ingenieur* 1881, S. 290. — Hierüber berichtet Kirsch in *Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing.* 1886, S. 791 und Daniel Mayer in *Ann. des ponts et chaussées* 1886, II. S. 726. Vergl. auch *Centralbl. d. Bauverw.* 1886, S. 351.
- Weyrich. Über die Wirkung dauernder oder häufig wiederholter Anstrengungen auf die Eigenschaften des Stahles. *Deutsche Bauz.* 1886, S. 471.

§ 11. Zulässige Inanspruchnahme des Eisens.

Die Dimensionierung der Querschnitte der einzelnen Konstruktionsteile einer Eisenbrücke gründet sich

1. auf die Kenntnis der Kräfte, welche dieselben beanspruchen, nach Grösse und Sinn ihrer Wirkung mit Bezug auf den betreffenden Konstruktionsteil,
2. auf die Bemessung der Grösse des Widerstandes bezüglich der Querschnittseinheit des Konstruktionsmaterialies.

Die Ermittlung der unter 1. bezeichneten Kräfte erfolgt im Wege theoretischer Untersuchungen, welche den Kapiteln IX, XI, XII und XIV dieses Werkes vorbehalten sind. Die Bemessung der Grösse des Widerstandes beruht auf der Kenntnis der Festigkeitseigenschaften des Materialies und der Abschätzung aller Einflüsse und Umstände, welche mit Rücksicht auf die dauernde Sicherheit des Bauwerkes von maßgebender Bedeutung sind.

Indem hinsichtlich der Festigkeitseigenschaften der Konstruktionsmaterialien für eiserne Brücken auf den § 8 verwiesen wird, erübrigt die Behandlung der Frage nach den maßgebenden Einflüssen, welche bei Bemessung der zulässigen Inanspruchnahme des Materialies in Betracht kommen. Die hierbei anzustellenden Erwägungen werden der Hauptsache nach auf dem Gedanken fußen, der Konstruktion die erforderliche Zuverlässigkeit zu sichern und dabei den Widerstand des gegebenen Materialies möglichst auszunutzen.

Die Konstruktion ist zuverlässig oder sicher, wenn sie den auf sie einwirkenden äusseren Kräften auf die Dauer zu widerstehen vermag und dies ist nur dann zu erreichen, wenn die Grösse, der Sinn und die Wirkungsart dieser Kräfte in angemessenem Verhältnisse zur dauernden Widerstandsfähigkeit des Konstruktionsmaterialies stehen.

Die Festigkeitsgrösse des Materialies ergibt sich aus der äussersten Spannung auf die Querschnittseinheit bezogen, welche den Bruch bei ruhiger Lasteinwirkung herbeiführt; die Elasticitätsgrenze entspricht dagegen jener äussersten Spannung, bis zu welcher die Längenänderungen den Belastungen proportional wachsen und die bleibenden Längenänderungen von verschwindender Grösse sind. So lange die Anstrengungen des Materialies innerhalb dieser Grenze sich bewegen, gilt auch das Grundprinzip der Festigkeitslehre — das Hooke'sche Gesetz, vergl. S. 69.

Spannungen, welche diese Grenze übersteigen, sind unzulässig, weil jede neue Überschreitung der Elasticitätsgrenze neue bleibende Längenänderungen zur Folge hat, welche endlich zum Bruche führen würden. Hiernach würde also die Elasticitätsgrenze zugleich als äusserste Grenze der zulässigen Anstrengungen angesehen werden müssen.

Würde die Kraft, welche den zu dimensionierenden Konstruktionsteil angreift, der Grösse und dem Sinne nach genau bekannt und deren Wirkungsart eine ruhige, durchaus statische sein und dürfte ferner vorausgesetzt werden, daß auch die Zeitdauer dieser

Wirkung keine schädliche Änderung des ursprünglichen Zustandes hervorbringt, so könnte die Elastizitätsgrenze thatsächlich als größte zulässige Inanspruchnahme angenommen und es könnten auf Grund derselben die Querschnittsabmessungen bestimmt werden. Diese Voraussetzungen sind jedoch in den seltensten Fällen zutreffend; meistens machen sich Einflüsse von solcher Bedeutung geltend, daß die wirklich zulässigen Inanspruchnahmen beträchtlich unter jene Grenze herabgesetzt werden müssen.

Diese Einflüsse sind hauptsächlich die folgenden:

1. Die rechnungsmäßig ermittelten Kräfte, durch welche die einzelnen Konstruktionsteile beansprucht werden, sind bei Baukonstruktionen in der Regel nur näherungsweise der Wirklichkeit entsprechend, denn die theoretischen Annahmen, auf welchen die Berechnung gegründet werden muß, sind ebenfalls nur näherungsweise richtig. Schon die Größe der angenommenen Belastungen wird oft genug nicht unerhebliche Unterschiede gegen die wirklich auftretenden aufweisen. So sind z. B. die Raddrücke ein und derselben Lokomotivachse infolge des sogen. Wankens der Lokomotiven oft gegen den halben Achsendruck erheblich verschieden; die wirkliche Druckverteilung des Lokomotivgewichtes auf die Achsen zeigt ebenso gegen die Normalannahmen nicht unbeträchtliche Abweichungen, welche noch sehr erhöht werden durch die schwingenden Bewegungen, das sogen. Nicken, der fahrenden Lokomotiven infolge der Unebenheiten der Gleise u. a. m. Namentlich bei Brücken kleiner Spannweiten sind diese Unterschiede von merkbarem Einfluß.

Auch die übliche Annahme einer gleichmäßigen Verteilung des Eigengewichtes der Hauptträger längs derselben ist nur annähernd richtig. — Die Berechnung statisch bestimmter Konstruktionssysteme würde nur dann vollkommen zutreffende Ergebnisse liefern, wenn die gelenkförmigen Knotenverbindungen ohne Reibung zur Wirkung gelangen könnten. Statisch unbestimmte Systeme gestatten überhaupt nur näherungsweise Berechnungen, weil sie das Heranziehen der elastischen Formänderung nötig machen. Die Einbeziehung der letzteren kann jedoch wegen der Unbestimmtheit des Elastizitätsmoduls auch nur zu Näherungswerten führen. Dasselbe gilt von den Sekundärspannungen, die infolge der Starrheit der Knotenpunktverbindungen bei den unter der Belastung entstehenden Formveränderungen sich einstellen.

2. Die Einflüsse der mit Stößen und Erschütterungen zur Wirkung kommenden Belastungen, der Geschwindigkeit der rollenden Lasten und der dadurch hervorgerufenen Vergrößerung der Raddrücke, sowie der hiermit in Verbindung stehenden, fast plötzlichen Kraftwirkung, namentlich bei Brücken kleinerer Spannweiten.

3. Der Einfluß ungleichmäßigen elastischen Verhaltens des Materials, bzw. der aus verschiedenen Konstruktionselementen zusammengesetzten und durch Nietung verbundenen Konstruktionselemente, der Arbeitsmängel, verborgener Materialfehler u. s. w.

4. Die Montierungsspannungen infolge der zwangsweise in die Konstruktion eingefügten Konstruktionsglieder, sowie die unbeabsichtigten zufälligen Anfangsspannungen.

5. Die ungleichmäßige Anteilnahme an der Kraftübertragung solcher Konstruktionsglieder, welche in zwei oder mehrere Einzelglieder geteilt, der Berechnung nach gleiche Lastanteile aufzunehmen hätten, jedoch wegen des mehr oder minder excentrischen Anschlusses der lastübertragenden Zwischenkonstruktion eine gleiche Lastverteilung nicht erwarten lassen.

6. Der Einfluß der Zeit, insofern angenommen werden muß, daß die ununterbrochene Wirkung des Eigengewichts, der Temperaturschwankungen, dann der Erschütterungen durch die Verkehrslasten und anderer zufälliger, im Laufe der Zeit ein-

tretender schädlicher Umstände die ursprüngliche Widerstandsfähigkeit des Materials herabmindern und zwar umsomehr, je größer die Inanspruchnahme ist.

Alle diese Umstände nötigen zum Herabsetzen der „zulässigen Inanspruchnahme“ unter die Elasticitätsgrenze und zwar umsomehr als diese GröÙe selbst nicht genau bestimmt ist, vielmehr nur einem anzunehmenden und aus Versuchsergebnissen abzuleitenden Mittelwerte entspricht. Hinsichtlich der Bemessung der GröÙe der genannten Einflüsse erübrigt nun kein anderer Weg als der der Schätzung.

Diese sämtlichen Einflüsse durch Einführung eines Koeffizienten, der einem Bruchteile der Spannung an der Elasticitätsgrenze entsprechen würde, decken zu wollen, geht nicht an, denn jeder dieser Einflüsse kommt z. B. nicht nur je nach der GröÙe der Spannweite mit verschiedener GröÙe in Betracht, sondern er muß auch je nach dem Konstruktionssystem, ja sogar eigentlich für jedes Konstruktionsglied mit Berücksichtigung der besonderen Eigentümlichkeit desselben abgeschätzt werden. So ist es fraglos, daß die dynamischen Wirkungen der bewegten Verkehrslast auf kleine Brücken und Träger kleiner Spannweiten erheblich größer ist, als auf große Brücken. Aber nicht nur dies. Genietete Gitter- und Fachwerkträger werden unter sonst gleichen Umständen derartigen Wirkungen besser widerstehen als Träger mit Knotengelenken und zwar deshalb, weil die Widerstandsarbeit der ersteren sowohl aus der axialen Arbeit der Stabkräfte als aus deren Biegeungsarbeit sich zusammensetzt und daher etwa wie die eines Federwerks wirkt, während die Widerstandsarbeit der letzteren bloß durch die wesentlich geringeren Längsschwingungen der Stäbe geleistet werden kann. — Konstruktionsglieder von stärkerer Masse, die Gurtungen z. B., verhalten sich gegen Stoßwirkungen wesentlich günstiger als schwache Stäbe. Zusammengesetzte, komplizierte Glieder werden anders zu beurteilen sein, als einfache, Druckglieder anders als Zugbänder u. s. w.

Derartige Erwägungen werden die Richtschnur bilden bei Abschätzung jenes Koeffizienten, der, wie dargethan, nichts weniger als konstant angesehen werden darf, sondern im Gegenteil verschiedene, den jeweilig zu dimensionierenden Konstruktionsteilen angemessene Werte erhalten soll.

Nach der älteren Methode der Dimensionierung der Querschnitte für die Konstruktionsglieder der Brücken nahm man in der Regel einen Bruchteil der Bruchfestigkeit als zulässige Inanspruchnahme an und bezeichnete mit dem Namen „Sicherheitsgrad“ die Zahl, durch welche die Bruchspannung geteilt wurde. Je nach den mehr oder minder günstigen Umständen, der Wirkung der Stöße, der kürzeren oder längeren Dauer der Konstruktion bewegte sich jener „Sicherheitsgrad“ bei Schweißisen zwischen 4 bis 6. Meistens lagen die zulässigen Inanspruchnahmen für Brückenkonstruktionen zwischen 600 bis 800 kg f. d. qcm.

Manche Konstrukteure wendeten auch veränderliche Inanspruchnahmen an, je nach der GröÙe der Spannweiten; so findet sich in Laissle und Schübler, „Bau der Brückenträger“ als zulässige Inanspruchnahmen angegeben:

Für kleine Brücken	$s = 600 \text{ kg f. d. qcm,}$
„ mittelgroÙe Brücken	$s = 700 \text{ „ „}$
„ große Brücken	$s = 800 \text{ „ „}$

Die ältere österreichische Verordnung vom 30. August 1870 verfügte:

„§ 3. Unter Zugrundelegung der in § 2 bestimmten zufälligen Belastung und des Eigengewichtes der Konstruktion darf sich bei Zug, Pressung oder Schub keine höhere Inanspruchnahme des Schmiedeiseus ergeben, als 800 kg f. d. qcm nutzbarer Querschnittsfläche (d. i. nach Abzug der Nietlöcher). Bei Berechnung des Widerstandes der Nieten ist diese Zahl auf wenigstens 600 kg herabzusetzen.“

In England wurde die Anspruchnahme des Schweißeiseus gewöhnlich

bei Zug mit 5 t f. d. Quadratzoll =	790 kg f. d. qcm,
„ Druck „ 4 t „ =	630 kg „

bemessen. In Frankreich war die Inanspruchnahme mit 600, in Preußen mit 684 bis 730 kg f. d. qcm üblich. —

Gerber führte zuerst³⁸⁾ den Einfluß des Eigengewichts und der bewegten, stoßweise wirkenden Verkehrslast mit verschiedenen Einflußkoeffizienten versehen in die Berechnung ein, indem er die Spannung an der Elastizitätsgrenze erreichen ließ durch die Summe aus der einfachen Spannung durch das Eigengewicht und der dreifachen Spannung durch die Verkehrslast, wobei die Elastizitätsgrenze mit 1600 kg f. d. qcm angenommen wurde.

Bezeichnet nämlich:

S_e die vom Eigengewichte,

S_v die von der Verkehrslast herrührende axiale Stabkraft,

F den Querschnitt des Stabes,

so ist hiernach: $1600 = \frac{S_e + 3S_v}{F} \dots\dots\dots 9.$

Ist die Inanspruchnahme der Querschnittseinheit = s , so ist auch

$$s = \frac{S_e + S_v}{F},$$

sonach $s = 1600 \frac{S_e + S_v}{S_e + 3S_v} \text{ kg f. d. qcm} \dots\dots\dots 10.$

Durch Gerber fanden auch zuerst, und zwar schon seit dem Jahre 1872 die Wöhler'schen Versuchsergebnisse praktische Verwendung bei der Dimensionierung der Brückenkonstruktionen. Derselbe entwickelte auf Grund des von ihm abgeleiteten Ausdruckes für das Wöhler'sche Gesetz (Gl. 1) eine besondere Methode zur Bemessung der zulässigen Inanspruchnahmen, welche von dem königl. bayerischen Ministerium des Innern angenommen und für eiserne Straßenbrücken am 13. Februar 1878 zur Vorschrift erhoben wurde.

Diese Vorschrift trifft folgende Bestimmungen:

„Die Anzahl der Schwingungen, nach welcher Bruch entsteht, ist abhängig von der Größe der beiden die Schwingungen eingrenzenden Spannungen. Übersteigt für eine bestimmte Grenzspannung die Größe des Spannungswechsels nicht einen bestimmten Wert, so ist ein Bruch überhaupt nicht zu erwarten. Die Beziehung zwischen dieser Größe des Spannungswechsels und der unteren und oberen Grenzspannung wird durch die Gleichung:

$$\tau = \frac{1}{4} (3 + \sqrt{9 + 4(2\varphi + 1)^2}) - \varphi \dots\dots\dots 11.$$

dargestellt, worin

$$\varphi = \frac{\alpha}{\eta} \dots\dots\dots 12.$$

das Verhältnis der unteren Grenzspannung α zur Größe des Spannungswechsels η , und τ derjenige Koeffizient ist, mit welchem die Größe des Spannungswechsels multipliziert werden muß, um mit der unteren Grenzspannung diejenige zu geben, welche als ruhend die statische Festigkeitsgrenze γ bildet.“

„Sind für einen Träger die in einzelnen Konstruktionsteilen unter den gegebenen Verkehrs- und beständigen Belastungen überhaupt möglichen Maximal- und Minimalspannungen berechnet, so werden bei Brückenträgern aus Walzeisen die Querschnitts- Dimensionen der Teile für die statische Festigkeitsgrenze von 1,6 t auf den Quadratcentimeter entwickelt; es ist also mittels der aus obiger Gleichung bestimmten Koeffizienten der Schwingungsfestigkeit der Bedingung $\alpha + \tau\eta = \gamma = 1,6 \text{ t f. d. qcm}$ zu genügen.“

„Zur Berücksichtigung der durch das Rollen der Räder über Unebenheiten der Fahrbahn und durch die Bewegungen der lebenden Lasten entstehenden Stöße werden die sämtlichen veränderlichen Belastungen 1,5fach als Verkehrslast in Rechnung gebracht.“

Führt man nämlich in Gl. 1 den Wöhler'schen Versuchswert $\frac{s_s}{z} = \frac{1}{3}$ ein, so erhält man, wenn gleichzeitig $\sigma_{\min} = \alpha$, $\sigma_{\max} - \sigma_{\min} = \eta$ und $z = \gamma$ gesetzt wird,

³⁸⁾ Die Eisenbahnbrücke über den Rhein bei Mainz. 1863.

$$\alpha = -\frac{\gamma}{2} + \sqrt{\gamma^2 - \frac{3}{2}\gamma\tau}.$$

Setzt man weiter $\frac{\alpha}{\gamma} = \varphi$, so ergibt sich auch

$$\left(\varphi + \frac{1}{2}\right)^2 = \left(\frac{\gamma}{\tau}\right)^2 - \frac{3}{2}\left(\frac{\gamma}{\tau}\right),$$

woraus
$$\frac{\gamma}{\tau} = \frac{3}{4} + \frac{1}{4}\sqrt{9 + 4(2\varphi + 1)^2} = \frac{1}{4}(3 + \sqrt{9 + 4(2\varphi + 1)^2}).$$

Wird nun die Bedingung eingeführt, daß die Summe aus den spezifischen Spannungen infolge der konstanten Last (α) und der τ fachen veränderlichen Belastung (γ) gleich γ sei, so folgt aus $\alpha + \tau\gamma = \gamma$

$$\tau = \frac{\gamma}{\tau} - \frac{\alpha}{\gamma} = \frac{\gamma}{\tau} - \varphi \quad \text{oder} \quad \tau = \frac{1}{4}(3 + \sqrt{9 + 4(2\varphi + 1)^2}) - \varphi,$$

wie die obige Vorschrift verlangt. —

Schäffer änderte die Anwendungsweise Gerbers folgendermaßen:

Ist s die Inanspruchnahme der Flächeneinheit, so ist

$$F = \frac{S_{\max}}{s}.$$

Mit $\frac{S_{\max} - S_{\min}}{F} = \Delta$ wird erhalten:

$$\frac{\Delta}{s} = \frac{S_{\max} - S_{\min}}{S_{\max}}.$$

Werden die Erschütterungen durch Multiplikation der Verkehrslast mit dem Koeffizienten m berücksichtigt, so ist

$$S_{\max} = S_c + m S_v,$$

$$S_{\min} = S_c + m S'_v,$$

wobei S_c , S_v und S'_v algebraisch zu nehmen sind. Hiernach wird:

$$S_{\max} - S_{\min} = m(S_v - S'_v),$$

$$\frac{\Delta}{s} = \frac{m(S_v - S'_v)}{S_c + m S_v} \quad \dots \dots \dots 13.$$

und

$$F = \frac{S_c + m S'_v}{s}.$$

Weiter ist

$$S_{\min} = S_{\max} - \Delta \cdot F = F(s - \Delta).$$

Wird in Gl. 1

$$\frac{s_s}{z} = \frac{1}{3}, \quad (\sigma_{\max} - \sigma_{\min}) = \frac{S_{\max} - S_{\min}}{F} = \Delta, \quad \sigma_{\max} = \frac{S_{\max}}{F} = s$$

gesetzt, so folgt: $(2s - \Delta)^2 + 6z\Delta = 4z^2$

und hieraus

$$s = \frac{1}{2} \left[\Delta \pm z \sqrt{4 - 6 \frac{\Delta}{z}} \right] \quad \text{oder} \quad \frac{s}{z} = \frac{1}{2} \left[\frac{\Delta}{z} \pm \sqrt{4 - 6 \frac{\Delta}{z}} \right].$$

Diese Gleichung wird alsdann in die Form

$$s = \frac{-3\left(\frac{\Delta}{s}\right) + \sqrt{16 - 16\left(\frac{\Delta}{s}\right) + 13\left(\frac{\Delta}{s}\right)^2}}{\left(2 - \frac{\Delta}{s}\right)^2} \cdot z$$

gebracht, sodafs bei Zulassung von $\frac{1}{n}$ des Wertes z sich ergibt:

$$s = \frac{-3\left(\frac{\Delta}{s}\right) + \sqrt{16 - 16\left(\frac{\Delta}{s}\right) + 13\left(\frac{\Delta}{s}\right)^2}}{\left(2 - \frac{\Delta}{s}\right)^2} \cdot \frac{z}{n} \quad \dots \dots \dots 14.$$

Bei der Anwendung ermittelt man, nachdem die Spannungen bestimmt wurden, den Wert

$$\left(\frac{\Delta}{s}\right) = \frac{m(S_v - S'_v)}{S_c + m S_v}$$

und damit den Wert s aus der letzten Gleichung, worauf mittels der Beziehung

$$F = \frac{S_c + m S_v}{s} \quad \dots \dots \dots 15.$$

die notwendige Querschnittsfläche F berechnet werden kann.

Schäffer setzt für $\frac{z}{n} = 1600 \text{ kg f. d. qcm}$ und für $m = 1,5$, wie Gerber. —

Die Berechnung der zulässigen Inanspruchnahme nach der Launhardt-Weyrauch'schen Methode gestaltet sich einfacher als die vorhergehende.

Entsprechend den von Launhardt-Weyrauch aufgestellten Ausdrücken für das Wöhler'sche Gesetz Gl. 5 u. 6, aus welchen durch Einführung der Wöhler'schen Versuchswerte sich ergibt:

$$\text{für Schweifseisen: } \frac{z - s_u}{s_u} = \frac{5}{6}; \quad s_u = \frac{6}{11} z = 0,545 z \quad \text{und} \quad \frac{s_u - s_s}{s_u} = \frac{7}{15},$$

$$\text{für Gußstahl: } \frac{z - s_u}{s_u} = \frac{6}{5}; \quad s_u = \frac{5}{11} z = 0,454 z \quad \text{und} \quad \frac{s_u - s_s}{s_u} = \frac{5}{12},$$

lauten diese Beziehungen bei Beanspruchungen in nur einem Sinne:

$$\text{für Schweifseisen: } \sigma_{\max} = s_u \left(1 + \frac{5}{6} \frac{S_{\min}}{S_{\max}} \right),$$

$$\text{für Stahl: } \sigma_{\max} = s_u \left(1 + \frac{6}{5} \frac{S_{\min}}{S_{\max}} \right),$$

und bei Beanspruchungen im entgegengesetzten Sinne:

$$\text{für Schweifseisen: } \sigma_{\max} = s_u \left(1 + \frac{7}{15} \frac{S_{\min}}{S_{\max}} \right),$$

$$\text{für Stahl: } \sigma_{\max} = s_u \left(1 + \frac{5}{12} \frac{S_{\min}}{S_{\max}} \right).$$

Mit Rücksichtnahme auf Stosswirkungen und andere unvorhergesehene Einflüsse und Umstände wird als zulässige Inanspruchnahme nur ein Bruchteil von s_{\max} angenommen und der konstante Faktor des zweiten Gliedes entsprechend abgerundet.

Nach Weyrauch ist bei Beanspruchungen in einem Sinne:

$$\left. \begin{array}{l} \text{für Schweifseisen: } s = 700 \left(1 + \frac{1}{2} \frac{S_{\min}}{S_{\max}} \right) \\ \text{für Stahl: } s = 1100 \left(1 + \frac{9}{11} \frac{S_{\min}}{S_{\max}} \right) \end{array} \right\} \dots \dots \dots 16.$$

Bei Beanspruchungen im entgegengesetzten Sinne:

$$\left. \begin{array}{l} \text{für Schweifseisen: } s = 700 \left(1 + \frac{1}{2} \frac{S_{\min}}{S_{\max}} \right) \\ \text{für Stahl: } s = 1100 \left(1 + \frac{5}{11} \frac{S_{\min}}{S_{\max}} \right) \end{array} \right\} \dots \dots \dots 17.$$

wobei S_{\min} und S_{\max} algebraisch zu nehmen sind. —

Nach Winkler's Anschauung⁸⁹⁾ kann das Wöhler'sche Gesetz ausgedrückt werden durch die Gleichungen:

$$\begin{array}{ll} \text{für Schweifseisen: } \sigma_{\max} = 0,55 z + 0,45 \sigma_{\min} & (\text{vergl. Gl. 7}), \\ \text{für Stahl: } \sigma_{\max} = 0,44 z + 0,56 \sigma_{\min} & (\text{vergl. Gl. 7}). \end{array}$$

Bei Druck setzt Winkler die bezügliche spezifische Festigkeit

$$\begin{array}{ll} \text{für Schweifseisen: } z' = \frac{7}{8} z, \\ \text{für Stahl: } z' = \frac{5}{4} z \end{array}$$

und bestimmt

$$\begin{array}{ll} \text{für Schweifseisen: } \sigma_{\max} = 0,60 z' + 0,40 \sigma_{\min}, \\ \text{für Stahl: } \sigma_{\max} = 0,37 z' + 0,63 \sigma_{\min}. \end{array}$$

Allgemein ist hiernach

$$\left. \begin{array}{l} \text{für Zug: } \sigma_{\max} = (1 - k) z + k \sigma_{\min}, \\ \text{für Druck: } \sigma_{\max} = (1 - k') z' + k' \sigma_{\min} \end{array} \right\} \dots \dots \dots 18.$$

Unter Voraussetzung n facher Sicherheit setzt Winkler:

$$\sigma_{\max} = \frac{n S_{\max}}{F}; \quad \sigma_{\min} = \frac{n S_{\min}}{F};$$

mithin ist für Zug $S_{\max} = (1 - k) \frac{z}{n} F + k S_{\min}$, weil aber $S_{\min} = S_c$, $S_{\max} = S_c + S_r$, so folgt:

⁸⁹⁾ Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1877.

$$F = \frac{S_{\max} - k S_{\min}}{(1-k) \left(\frac{z}{n}\right)} = \frac{S_c}{\left(\frac{z}{n}\right)} + \frac{S_v}{(1-k) \left(\frac{z}{n}\right)} \quad 19.$$

Für Druck ergibt sich gleichfalls:

$$F' = \frac{S_{\max} - k' S_{\min}}{(1-k') \left(\frac{z'}{n}\right)} = \frac{S_c}{\left(\frac{z'}{n}\right)} + \frac{S_v}{(1-k') \left(\frac{z'}{n}\right)} \quad 20.$$

Wirkung von Zug und Druck bei überwiegendem Zuge.

Bezeichnet S_v und S'_v die positive und negative Spannung infolge der zufälligen Last, so ist

$$S_{\max} = S_c + S_v, \quad S_{\min} = S'_v - S_c$$

$$S_{\max} - k S_{\min} = (1-k) \left(\frac{z}{n}\right) F = S_c + S_v + k (S'_v - S_c)$$

und

$$F = \frac{S_c}{\left(\frac{z}{n}\right)} + \frac{S_v}{(1-k) \left(\frac{z}{n}\right)} + \frac{k S'_v}{(1-k) \left(\frac{z}{n}\right)} \quad 21.$$

Wirkung von Druck und Zug bei überwiegendem Drucke.

Hier ist ähnlich dem Vorhergehenden:

$$F = \frac{S_c}{\left(\frac{z'}{n}\right)} + \frac{S_v}{(1-k') \left(\frac{z'}{n}\right)} + \frac{k' S'_v}{(1-k') \left(\frac{z'}{n}\right)} \quad 22.$$

Diese Beziehungen gelten, wenn die zufällige Last ohne Stoß wirkt.

Winkler berücksichtigt die Stoßwirkung durch Multiplikation der Spannung aus der Verkehrslast mit einem Koeffizienten, der für Eisenbahnbrücken = 1,3, bei Straßenbrücken = 1,2 ist.

Indem derselbe

$$\text{für Schweisseisen: } k = 0,45, \quad k' = 0,4, \quad \left(\frac{z}{n}\right) = 1400; \quad \left(\frac{z'}{n}\right) = 1200 \text{ kg f. d. qcm,}$$

$$\text{für Stahl: } k = 0,56, \quad k' = 0,63, \quad \left(\frac{z}{n}\right) = 1800; \quad \left(\frac{z'}{n}\right) = 2200 \text{ kg f. d. qcm}$$

setzt, erhält er für schweisseiserne Brücken und zwar

a. für Eisenbahnbrücken:

bei Zug oder überwiegendem Zuge:

$$F = \frac{S_c + 2,37 S_v + 1,07 S'_v}{1400} = \frac{S_c}{1400} + \frac{S_v}{590} + \frac{S'_v}{1300}, \quad 23.$$

bei Druck oder überwiegendem Drucke:

$$F = \frac{S_c + 2,17 S_v + 0,87 S'_v}{1200} = \frac{S_c}{1200} + \frac{S_v}{550} + \frac{S'_v}{1380}; \quad 24.$$

b. für Straßenbrücken:

bei Zug oder überwiegendem Zuge:

$$F = \frac{S_c + 2,18 S_v + 1,00 S'_v}{1400} = \frac{S_c}{1400} + \frac{S_v}{642} + \frac{S'_v}{1400}, \quad 25.$$

bei Druck oder überwiegendem Drucke:

$$F = \frac{S_c + 2,00 S_v + 0,8 S'_v}{1200} = \frac{S_c}{1200} + \frac{S_v}{600} + \frac{S'_v}{1500}, \quad 26.$$

Seit Einführung des Wöhler'schen Gesetzes in die Praxis der Querschnittsbemessung eiserner Brücken ist ein weitgreifender Umschwung in dem bis dahin üblichen Verfahren eingetreten. Es ist kein Zweifel, daß durch die Wöhler'schen Versuchsergebnisse ein großer Fortschritt in der Erkenntnis der Festigkeitseigenschaften des Eisens gemacht ist und es wird dies auch allgemein anerkannt. Gegen die direkte Verwendung des in Formeln zum Ausdruck gebrachten Wöhler'schen Gesetzes für die Querschnittsbestimmung von Eisenkonstruktionen ist jedoch trotz deren weitverbreiteten Anwendung mehrseitig Widerspruch erhoben worden.

So unterzog Professor Mohr in einem beachtenswerten Aufsätze „Über die Verwertung der Wöhler'schen Versuche für die Dimensionierung der Eisenkonstruktionen, insbesondere der eisernen Brücken“ im Civilingenieur 1881 die neuen Berechnungsmethoden einer eingehenden und scharfen Kritik. Ohne das

Wöhler'sche Gesetz in der Form, in der dasselbe von seinem Entdecker ausgesprochen wurde, zu bezweifeln, wendet sich Mohr gegen die Anwendung desselben in Form eines allgemeinen Zahlenausdruckes zum Zwecke der Dimensionierung von Konstruktionsteilen, weil die Versuchswerte selbst bloß an schlichten Stäben gewonnen, die Spannungsschwingungen in sehr kurzen Zeitabständen ausgeführt wurden und auch Spannungswerte aus Biegungsversuchen abgeleitet worden sind für Beanspruchungen, die über der Elastizitätsgrenze lagen, wo also die Theorie nicht mehr gültig ist. Wenn jedoch auch hiervon abgesehen würde, hält Mohr die Anwendung einer empirischen Formel für die Dimensionierung von Eisenkonstruktionen schon deshalb für ungeeignet, weil darin außer dem Wöhler'schen Gesetze auch noch andere maßgebende Umstände aufgenommen werden müßten. So der Einfluß der Größe, Form und Zusammensetzung der Querschnitte, die Festigkeit der Verbindungen, die Dauer der Belastung, die Stöße der Verkehrslast, der ungleichmäßige Anteil der Konstruktionsglieder an der Haltbarkeit der Brücke und die Ungenauigkeiten der Berechnung. Die Einführung eines konstanten Sicherheitskoeffizienten sei gänzlich unzutreffend; es müßte denn erst bewiesen werden, daß

1. „die Summe der Fehler und Irrtümer, welche man bei der Dimensionierung begeht, in jedem Falle genau oder doch wenigstens angenähert in einem konstanten Verhältnisse zu der gesuchten Querschnittsgröße steht;“
2. „daß die Gefahr, welche mit einer Überschreitung der Wöhler'schen Zahl verbunden ist, für alle Werte von $\left(\frac{\sigma_{\min}}{\sigma_{\max}}\right)$ eine konstante Größe hat;“ und
3. „daß die Größe der Fehler und die Größe der Gefahr durch den Koeffizienten richtig abgeschätzt sind.“

Mohr weist insbesondere darauf hin, daß bei den meisten Brücken, die gegenwärtig projektiert und ausgeführt werden, die Werte von $\left(\frac{\sigma_{\min}}{\sigma_{\max}}\right)$ zwischen Null und $\frac{1}{2}$ liegen, während für dessen negative Werte die Zerknickungsgefahr maßgebend ist und die neuen Vorschläge daher nicht in Anwendung kommen. Innerhalb der genannten Werte ergeben jedoch die neuen Formeln Inanspruchnahmen, welche mit wenigen Ausnahmen die früher üblichen weit überschreiten. Das Resultat wäre also, daß die Querschnittsabmessungen der Brückenglieder kleiner ausfallen als nach den alten Methoden.

Mohr hält die Anwendung eines Schätzungsverfahrens zur Bemessung der zulässigen Inanspruchnahme für notwendig; er schlägt vor, dieselbe in kg f. d. qmm oder in ganzen Hunderten von kg f. d. qcm anzunehmen und unterscheidet drei Gruppen von Konstruktionsteilen und zwar z. B. solche, die mit 5, 6 oder 7 kg f. d. qmm in Anspruch genommen werden dürfen.

Die Begrenzung dieser Gruppen ist von den Umständen abhängig zu machen, welche einen allgemeinen Einfluß ausüben, also von der Zuverlässigkeit der bei der Berechnung angewendeten Theorie und von der Qualität des in Aussicht genommenen Materiales, insbesondere von dessen Gleichmäßigkeit und Zuverlässigkeit. Die Einteilung in Gruppen soll nach wichtigen Unterscheidungsgründen: nach der Form des Querschnitts, Einfachheit der Verbindungen, Wirkung der Stöße, Größe der Spannungsschwingungen, Genauigkeit der Berechnung u. s. w. erfolgen. —

Laissle und Schübler haben sich gleichfalls gegen die neuen Berechnungsmethoden ausgesprochen und zwar namentlich in einem Aufsätze „Zur Bestimmung der Festigkeits-Koeffizienten für Eisenbauten“, Centralblatt der Bauverwaltung 1885, S. 138. Die Genannten halten diese Methoden nicht nur wegen der hohen Spannungen, welche sie ergeben, wenn $\frac{\sigma_{\min}}{\sigma_{\max}}$ der Einheit nahe kommt, für bedenklich, sondern auch für nicht folgerichtig. Sie folgern aus den Bauschinger'schen Versuchen, daß zunächst bei den nur auf Zug in Anspruch genommenen Bauteilen die Zahl der Belastungswiederholungen ganz gleichgültig sei; es sei nur erforderlich, daß die in die Rechnung einzuführende zulässige Spannung so weit unter der Elastizitätsgrenze bleibe, daß diese letztere durch Hinzutreten von zufälligen Mehrbelastungen, unvermeidlichen Fabrikationsfehlern, allmählichen Querschnittsverminderungen (durch Rost u. dergl.), unbeabsichtigten Nebenspannungen und namentlich von Stosswirkungen nicht erreicht wird. Die Elastizitätsgrenze des Schweißseisens liege zwischen $\frac{1}{2}$ bis $\frac{3}{5}$ der Bruchlast, doch dürfe nur der kleinere dieser Werte maßgebend sein. Die Genannten treten für die Beibehaltung der bewährten Koeffizienten ein und halten an denselben insbesondere mit Rücksicht auf die Zusatz- und Nebenspannungen fest. Sie nehmen je nach Größe der Stosswirkungen für Eisenbahnbrücken, deren Größe zwischen 550 bis 800 kg f. d. qcm an und halten eine Erhöhung derselben um 10 bis 15 % dann für zulässig, wenn Zusatzspannungen ausgeschlossen oder in der Rechnung genau berücksichtigt worden sind. Bei Wechsel zwischen Druck und Zug könne eine Ermäßigung der obigen Festigkeits-Koeffizienten auf etwa $\frac{2}{3}$ ihrer Größe platzgreifen, da Wöhler's Versuche für die „Schwingungsfestigkeit“ etwa $\frac{2}{3}$ der Spannung an der Elastizitätsgrenze ergeben.

Professor Landsberg erhebt in einem Aufsätze „Über die Bestimmung der Querschnitte von Eisenkonstruktionen“ (Centralblatt der Bauverwaltung, 1885) gegen die neuen Berechnungsmethoden ebenfalls den Vorwurf des Mangels an Folgerichtigkeit, anerkennt jedoch, daß mit diesem Verfahren ein Fortschritt in der Kunst des Eisenbaues verbunden gewesen sei. Für nur gezogene bzw. nur gedrückte Stäbe führt er aus, daß man, ohne von den Wöhler'schen Versuchen auszugehen, auf anderem Wege zu Formeln gelange, welche den aus diesen Versuchen abgeleiteten ganz ähnlich, nahezu gleich sind.

Die Schlußfolgerungen Landsbergs sind die folgenden:

Die Elasticitätsgrenze dürfe nicht erreicht werden. Der Einfluß von Querschnittsverminderungen durch Rost u. dergl. und der Nebenspannungen, die man jetzt mit ziemlicher Genauigkeit berechnen könne, wird mit $33\frac{1}{3}$ bis höchstens 50% gerechnet, sodaß für die Elasticitätsgrenze von 1600 kg f. d. qcm die äußerste Grenze, welche mit Rücksicht auf die Stosswirkungen höchstens erreicht werden darf, 1200 bzw. 1050 kg f. d. qcm beträgt. Indem der Stosswirkung durch Multiplikation der Verkehrslasten mit $(1 + \mu)$ Rechnung getragen wird, erhält man die Beziehung

$$\sigma_{\min} + (1 + \mu)(\sigma_{\max} - \sigma_{\min}) = K,$$

wenn $K = 1200$ bzw. 1050 kg f. d. qcm ist.

Aus der obigen Gleichung folgt:

$$\sigma_{\max} = \frac{K}{1 + \mu \left(1 - \frac{\sigma_{\min}}{\sigma_{\max}}\right)} \dots \dots \dots 27.$$

Landsberg bestimmt nun μ so, daß für $\sigma_{\min} = 0$, $\sigma_{\max} = 700$ kg wird.

Hiernach ergibt sich $\mu = \frac{K}{700} - 1$, also für

$$\begin{aligned} k &= 1200; & \mu &= 0,7, \\ k &= 1050; & \mu &= 0,5. \end{aligned}$$

Mit diesen Werten wird

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{\max} &= \frac{1200}{1,7 - 0,7 \frac{\sigma_{\min}}{\sigma_{\max}}} \\ \sigma_{\max} &= \frac{1050}{1,5 - 0,5 \frac{\sigma_{\min}}{\sigma_{\max}}} \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots 27^a.$$

bzw.

Angenähert ist für den zweiten Fall

$$\sigma_{\max} = 700 \left(1 + \frac{1}{3} \frac{\sigma_{\min}}{\sigma_{\max}}\right),$$

ein Ausdruck, welcher große Ähnlichkeit mit der Weyrauch'schen Gleichung hat.

In einem weiteren Aufsätze (Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1888, S. 575) erweitert Landsberg diese Entwicklungen auch für Beanspruchungen, welche zwischen Zug und Druck wechseln. Wenn bedeuten: P_0 die Stabkraft, welche durch Eigengewicht allein, P_1 diejenige, welche durch Verkehrslast allein in gleichem Sinne wie P_0 , P_2 diejenige, welche durch Verkehrslast im entgegengesetzten Sinne wie P_0 erzeugt wird, so ist die nötige Querschnittsfläche F

für nur gezogene oder nur gedrückte Stäbe (wenn $P_2 < \frac{2}{3} P_0$):

$$F = \frac{P_0}{1050} + \frac{P_1}{700}, \dots \dots \dots 28.$$

für gezogene und gedrückte Stäbe, falls $P_2 > \frac{2}{3} P_0$ und $P_2 - P_1 < \frac{4}{3} P_0$ ist:

$$F = \frac{P_0}{1575} + \frac{P_1}{700} + \frac{P_2}{2100}, \dots \dots \dots 28^a.$$

für gezogene und gedrückte Stäbe, falls $P_2 - P_1 > \frac{4}{3} P_0$ ist:

$$F = -\frac{P_0}{1575} + \frac{P_1}{2100} + \frac{P_2}{700} \dots \dots \dots 28^b.$$

In einem Vortrage des Professors Krohn⁴⁰⁾ „Über Dimensionierung von Eisenkonstruktionen und über Wertziffern“ erörtert der Verfasser unter anderem auch den Einfluß der Stosswirkungen auf Konstruktionsteile der Brücken und die Bemessung der Stosskoeffizienten. Er gelangt zu dem Resultate,

⁴⁰⁾ Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1885, S. 153 u. ff.

dafs dieser Koeffizient nicht konstant genommen, sondern entsprechend der Anzahl der stoßenden Räder bemessen werden soll, und schlägt für denselben die nachstehenden Werte vor:

Anzahl Räder:	1	2	3	4	5—6	7—9	10 u. mehr
Stoßkoeffizient:	2,0	1,8	1,6	1,5	1,4	1,3	1,2

Für diesen Koeffizienten nimmt Gerber bekanntlich den Wert 1,5, Winkler den Wert 1,3 an. Es ist wahrscheinlich, dafs die Krohn'sche Bemessung dieser Gröfse im allgemeinen der Wirklichkeit näher kommt.

Es ist des weiteren interessant, wie Krohn die Gröfse der zulässigen Inanspruchnahme ermittelt. Er nimmt die Launhardt-Weyrauch'sche Formel an in der Form

$$s = 12 \left(1 + \frac{S_{\min}}{S_{\max}} \right) \dots \dots \dots 29.$$

für Kilogramm pro Quadratmillimeter, behält jedoch nur jene Werte bei, die gleich oder kleiner als 12 kg sind; d. h. er benutzt die Formel nur für negative Werte von $\frac{S_{\min}}{S_{\max}}$.

Seine Methode der Querschnittsbestimmung besteht darin, dafs bei Stäben, die blofs in einem Sinne beansprucht werden, die mobile Belastung mit dem entsprechenden Stoßkoeffizienten multipliziert und die zulässige Beanspruchung mit 12 kg f. d. qmm angenommen wird; bei wechselndem Sinn der Spannungen dient die obige Gleichung zur Bestimmung der Inanspruchnahme. —

Diesem Vorgange ähnlich entwickelt Professor Häsel in „Über die Wahl der zulässigen Inanspruchnahme der eisernen Brücken“ (Deutsche Bauzeitung 1886) die folgenden Grundsätze:

Nach der statischen Berechnung der Stabspannungen durch Eigengewicht und die ungünstigste zufällige Belastung kommen zur Erörterung:

1. Der Einfluß der Stöße, welcher durch einen Koeffizienten $\varepsilon = 1,2 + \frac{1}{n}$, wobei n die Anzahl der für den Konstruktionsteil ungünstigstenfalls in Betracht kommenden Achsen, zu bemessen ist.

2. Die Nebenspannungen infolge der gehinderten freien Beweglichkeit der Knotenpunkte.

3. Die Zusatzspannungen infolge unvermeidlicher Material- und Fabrikationsfehler, mangelhafter Kraftübertragung durch die Niete, ungenauer Aufstellung und der Festigkeitsverminderung des Eisens durch die Bearbeitung, sowie endlich der Querschnittsverminderung durch Rost.

a. Die unvermeidlichen Material- und Fabrikationsfehler werden mit 5%,

b. die Festigkeitsverminderung durch Bearbeitung, die mangelhafte Kraftübertragung u. s. w. mit 15%,

c. Fehler der Montierung mit 5% und

d. Querschnittsverminderung durch Rost mit 5%, zusammen 30% bemessen.

Bezeichnen nun

P die statisch berechnete Stabspannung vom Eigengewicht,

Q und Q_1 die größte bzw. kleinste statisch berechnete Stabkraft durch die Verkehrslasten,

ε und ε_1 die Stoßkoeffizienten dieser Verkehrslasten,

s_1 die Spannung an der Elasticitätsgrenze,

s die zulässige Beanspruchung bei ruhender Last in kg f. d. qcm,

μ ein Koeffizient für Zusatz- und Nebenspannungen,

F die Querschnittsfläche,

S_{\min} und S_{\max} die absolut kleinsten bzw. größten Stabkräfte auf Grund des Eigengewichts und der mit dem Stoßkoeffizienten multiplizierten Verkehrslast, so ist:

$$F = \frac{\mu (P + \varepsilon Q)}{s_1}, \quad F = \frac{P + Q}{s}, \quad s = \frac{s_1}{\mu} \frac{P + Q}{P + \varepsilon Q}.$$

Für den Fall, dafs kurz aufeinanderfolgend Zug- und Druckspannungen (ohne Zerknickungsgefahr) stattfinden, ist zu setzen:

$$s = \frac{s_1}{\mu} \left(\frac{P + Q}{P + \varepsilon Q} \right) \left(1 - \frac{1}{2} \frac{S_{\min}}{S_{\max}} \right) = \frac{s_1}{\mu} \left(\frac{P + Q}{P + \varepsilon Q} \right) \left(1 - \frac{1}{2} \frac{P + \varepsilon_1 Q_1}{P + \varepsilon Q} \right).$$

Zur Bemessung des Koeffizienten μ werden drei Gruppen von Trägern unterschieden und zwar: vollwandige, gegliederte mit steifen Knotenpunkten und solche mit gelenkartigen Knotenpunkten. Besonders für Balkenträger auf zwei Stützen gibt Häsel die folgenden Werte:

Arten der Träger.	Neben- spannungen %	Zusatz- spannungen %	Zuschlag für etwaige Mehrbelastung %	μ .
Vollwandige Träger	10	20	30	1,6
Gegliederte Träger mit starren Knotenpunkten . . .	40	30	20	1,9
Gegliederte Träger mit gelenkartigen Knotenpunkten .	5	15	20	1,4

Es sei noch bemerkt, daß die neue Verordnung des österreichischen Handelsministeriums vom 15. September 1887 im § 4 über die zulässige Inanspruchnahme des Schweißeisens für Brücken das Folgende bestimmt:

1. Unter 40,0 m Stützweite 700 kg f. d. qcm nebst 2 kg Zuschlag für jeden Meter Weite.
2. Von 40,0 m Stützweite aufwärts

und zwar	für 40,0 m	780 kg f. d. qcm
	„ 80,0 „	840 „ „
	„ 120,0 „	880 „ „
	„ 160,0 „ und darüber	900 „ „

wobei für die dazwischen fallenden Stützweiten geradlinig zu interpolieren und für die Quer- und Längsträger jener Wert zu nehmen ist, welcher der Stützweite dieser Träger zufällt.

3. Zur Berechnung der Niete auf Abscherung in nur einer Richtung 600 kg, bzw. in mehreren Richtungen 500 kg, wobei noch zu beachten ist, daß die Projektion der Nietlochlaibung mit nicht mehr als 1400 kg f. d. qcm beansprucht werden darf.

4. Für die Berechnung des Widerstandes gegen Abscherung in der Walzrichtung 500 kg f. d. qcm.

Aus der vorgeführten Übersicht geht hervor, daß hinsichtlich der zulässigen Inanspruchnahmen drei verschiedene Auffassungen deutlich erkennbar sind.

Anfangs wurde ein ganz bestimmter Koeffizient für alle Fälle zu Grunde gelegt, unbekümmert um die Art der Beanspruchung; man nahm nur auf die, absolut genommen, größte Inanspruchnahme Rücksicht. Die Bestimmung dieses Koeffizienten war, da Erfahrungen so gut wie gar nicht vorlagen, in der Hauptsache ein praktischer Griff, der wie man zugeben muß, sehr glücklich gemacht wurde und sich auch bewährt hat. Noch heutzutage und namentlich dann, wenn die zulässigen Spannungen durch Anordnungen der Behörden festgelegt sind, verfährt man nicht selten in der angegebenen Weise.

Die zweite Art der Behandlung charakterisiert sich dadurch, daß man, nachdem die Eigenschaften des Materials, zumal durch die Wöhler'schen Versuche, besser bekannt geworden waren, sich bestrebt, diese Kenntnisse und die Ergebnisse jener Versuche für die Ermittlung der zulässigen Inanspruchnahme zu verwerten. Man stellte Formeln auf, welche die zulässige Inanspruchnahme nicht nur aus der größten auftretenden Spannung bemessen, sondern auch in hervorragendem Maße die untere Spannungsgrenze berücksichtigen. Das letztere ist als entschiedener Fortschritt zu bezeichnen und wird voraussichtlich auch in Zukunft stets beibehalten werden. Dennoch ist auch diese Auffassung nahezu als überwunden zu betrachten, da wohl allgemein anerkannt ist, daß die Wöhler'schen Versuche, deren große Bedeutung stets anerkannt bleiben wird, in der vorge schlagenen und oben beschriebenen Weise, bei welcher von der Bruchfestigkeit ausgegangen wurde, zur Ermittlung der zulässigen Inanspruchnahme nicht verwertbar sind.

Neuerdings wird nun die zulässige Inanspruchnahme vorzugsweise mit Rücksicht auf die Elasticitätsgrenze des Materials bestimmt, dabei werden aber gleichfalls die Grenzen der Beanspruchung in Betracht gezogen. Die Grundlage für diese Bestimmung hat Bauschinger mit seinen bahnbrechenden Versuchen geliefert; es ist anzunehmen, daß auf diesem Wege, welchem sich auch Professor Winkler in der letzten Zeit seines Lebens zugewandt hat, Ergebnisse erreicht werden, welche sowohl die zu verlangende Zuverlässigkeit, wie die mit Rücksicht auf die Praxis nötige Einfachheit haben.

Litteratur.

- Entwurf einer Verordnung für Österreich, die notwendige Sicherheit bei den Querschnittsbestimmungen eiserner Brücken betreffend. Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1870, S. 205.
- Über die zulässige Beanspruchung des Schmiedeeisens bei Brückenkonstruktionen. Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1873, S. 197.
- Launhardt. Die Inanspruchnahme des Eisens. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1873, S. 139.

- Weyrauch. Festigkeit und Dimensionenberechnung der Eisen- und Stahlkonstruktionen. Broschüre.
- Gerber. Bestimmung der zulässigen Spannung in Eisenkonstruktionen. Zeitschr. d. bayer. Arch.- u. Ing.-Ver. 1874, S. 101.
- Schäffer. Zur Bestimmung der zulässigen Spannung für Eisenkonstruktionen. Zeitschr. f. Bauw. 1874, S. 398.
- Schäffer. Bestimmung der zulässigen Spannung für Eisenkonstruktionen. Deutsche Bauz. 1876, S. 516.
- Winkler. Über die zulässige Inanspruchnahme von Eisenkonstruktionen. Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1877, S. 45.
- Herzmansky. Erläuterungen und Beispiele zu Winklers Formeln über die zulässige Inanspruchnahme von Eisenkonstruktionen. Wochenschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1877, S. 263.
- Loewe. Die derzeitige Auffassung des Wöhler'schen Gesetzes. Zeitschr. d. bayer. Arch.- u. Ing.-Ver. 1877, S. 93.
- Entwurf eines Brückengesetzes, bearbeitet aus Anlaß des Ashtabula-Unfalles. Railroad Gazette 1877, Apr. S. 168.
- Seefehlner. Beitrag zur Bestimmung der zulässigen Inanspruchnahme. Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1878, S. 148. Vergl. daselbst S. 189.
- Kherndl. Über die Feststellung der zulässigen Inanspruchnahme der Brückenbau-Materialien. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1879, S. 482.
- Kennedy. Untersuchungen über die in Deutschland geübte Anwendung der Wöhler'schen Versuche auf die Bestimmung der zulässigen Inanspruchnahmen. Engineering 1880, März. Vergl. daselbst April und Mai.
- Mohr. Über die Verwertung der Wöhler'schen Versuche für die Dimensionierung der Eisenkonstruktionen, insbesondere der eisernen Brücken. Civil-Ingenieur 1881, Heft 1.
- v. Willmann. Beitrag zur Bestimmung der zulässigen Spannung und der Querschnitte für Eisenkonstruktionen. Deutsche Bauz. 1881, S. 334.
- Besprechung der deutschen Formeln für die zulässige Inanspruchnahme. Mém. des ing. civ. 1881, Juli, S. 39.
- Loewe. Zur Frage der zulässigen Inanspruchnahme. Wochenbl. f. Baukunde 1885, S. 148.
- Laissle u. Schübler. Zur Bestimmung der Festigkeits-Koeffizienten für Eisenbauten. Centralbl. d. Bauverw. 1885, S. 138.
- Landsberg. Über die Bestimmung der Querschnitte von Eisenkonstruktionen. Centralbl. d. Bauverw. 1885, S. 357.
- Krohn. Über Dimensionierung von Eisenkonstruktionen und über Wertziffern. Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1885, S. 153.
- Häsel. Über die zulässige Inanspruchnahme bei der Berechnung eiserner Brücken. Deutsche Bauz. 1886, S. 290.
- Tetmajer. Formeln für die zulässigen Inanspruchnahmen auf Grund der Versuche von Bauschinger. Schweiz. Bauz. 1886, Dez. S. 141; daselbst 1887, März, S. 75. Vergl. Centralbl. d. Bauverw. 1886, S. 517; daselbst 1887, S. 144.
- Landsberg. Über die Bestimmung der Querschnitte von Eisenkonstruktionen für Beanspruchungen, welche zwischen Zug und Druck wechseln. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1888, S. 575.

§ 12. Eisensorten.

Der Überbau der eisernen Brücken ist meist eine aus stab- und bandförmigen Elementen zusammengesetzte und durch besondere Verbindungsmittel zu einem einheitlichen, nach statischen Bedingungen angeordneten und dimensionierten Ganzen verbundene Konstruktion.

Das Material dieser Elemente und deren Verbindungsmittel kann — vom Gußeisen abgesehen — Schweißeseisen, Flußeisen oder Stahl sein; Form und Detailanordnung derselben wird durch das Material nicht wesentlich beeinflusst, sodaß die Behandlung der Konstruktionselemente an und für sich von einem allgemeinen, für jene drei Materialien giltigen Standpunkte erfolgen kann.

Die Konstruktionselemente der eisernen Brücken sind größtenteils durch den Walzprozeß erzeugte Produkte: „Walzeisen“, deren Querschnittsformen meist sehr einfach sind und die in nur wenigen Arten, jedoch in den verschiedensten Dimensionen, zur Anwendung gelangen. Die verschiedenen Arten der Walzeisen in Bezug zu deren Querschnitten kommen als besondere Sorten — „Eisensorten“ — in Betracht. Die am meisten angewandten Eisensorten sind: Bleche, Flacheisen, Winkel- und andere Formeisen (Façoneisen, Profileisen).

1. Bleche.

Diese sind ebene Platten rechteckigen Querschnittes in Stärken von 7 bis 25 mm und darüber, die jedoch meist nur innerhalb der engeren Grenzen zwischen 8 bis 16 mm zur Verwendung gelangen. Die Breite der Platten kann 600 bis 1500 mm, im Maximum bis 2000 mm betragen. Die Herstellung der Bleche erfolgt in „Blechwalzen“ unter zweiseitigem Druck aus gut durchgeschmiedeten und geschweißten Packeten — „Bramen“ — oder aus Stahlblöcken, deren Größe von den Dimensionen des zu fertigenden Bleches abhängt. Bei gegebenen Querschnittsdimensionen des Bleches ist die größte zu erzielende Länge desselben beschränkt durch das größte zulässige Gewicht des Packetes, welches mit Rücksicht auf das erforderliche seitliche Beschneiden der Bleche, des Schweissverlustes u. s. w. das Gewicht des fertigen Bleches noch um 40 bis 45 % übertrifft.

Da ein großes Gewicht des auszuwalzenden Packetes die Handhabung überhaupt, insbesondere jedoch beim Ausschmieden, außerordentlich erschwert, so ist man überall dort, wo nicht besondere Zwecke zur Anwendung sehr schwerer Bleche zwingen, angewiesen, die größten Längendimensionen der Bleche dermaßen zu wählen, daß das Gewicht der Packete 500 bis 600 kg nicht überschreite. Hieraus würde sich ergeben, daß das maximale Blechgewicht etwa 400 kg betragen dürfe.

Anderseits ist zu beachten, daß auch die Dicke des zu erwalzenden Bleches nicht ohne Einfluß auf die maximale Blechlänge ist. Dünne Bleche erfordern eine längere Dauer des Walzprozesses, unterliegen somit auch einem vorzeitigen Abkühlen; es muß daher zur Ausgleichung der Walzdauer das Gewicht, d. i. bei gegebenem Querschnitte die Länge des Bleches eingeschränkt werden. Bei gleichen Breiten wird demnach das dünnere Blech kürzer zu halten sein als das stärkere.

Das mittlere Gewicht des Bleches pro qm beträgt: 78δ kg, wenn δ die in Centimetern ausgedrückte Dicke des Bleches bedeutet.

Das zu Zwecken des Brückenbaues verwendbare Blech muß reine und ebene Oberflächen zeigen, gute Schweissung erkennen lassen und eine gleichmäßige Stärke besitzen. Fehler, wie z. B. Blasen, Doppelungen und Schiefer, die unter dem Meißel fortspalten, unganze Kanten u. s. w. sind unzulässig. Die Bleche dürfen weder kalt noch rotbrüchig sein und sind diesfällg durch Proben zu untersuchen.⁴¹⁾

Die Festigkeit des Bleches sowohl in der Walzrichtung, als in der darauf senkrechten Querrichtung und die Dehnbarkeit desselben müssen bestimmten Anforderungen, die meist von vornherein bedingt werden, entsprechen. Große Zähigkeit ist insbesondere ein Haupterfordernis, welches an die Bleche zu stellen ist.

Die Preise der Bleche sind im allgemeinen abhängig von der Qualität des Materiales, der Fabrikation, dem Gewichte und den Dimensionen des zu erzeugenden Stückes und des damit zusammenhängenden größeren oder geringeren Arbeitszeit- und Brennmaterialaufwandes, von dem Risiko und endlich von der Nachfrage.

Jedes Walzwerk stellt für seine „kurrenten“ Eisensorten einen von den augenblicklichen Verhältnissen abhängigen „Grundpreis“ pro Gewichtseinheit fest; für schwierigere Walzstücke, die einen erhöhten Arbeits- und Zeitaufwand erfordern, werden dann Preiszuschläge zu jenen Grundpreisen normiert.⁴²⁾ Mit der Schwere der Bleche nimmt der Preiszuschlag zu, ebenso mit der größeren Breite (über 1000 mm). Dünne Bleche sind ebenfalls teurer als die mittelstarken. Schwere Bleche erfordern schwere Packete,

⁴¹⁾ Über die Prüfungen der Beschaffenheit der Eisensorten vergleiche § 4 des XVI. Kapitels.

⁴²⁾ Nähere Angaben über die Preisverhältnisse der Eisensorten bringt § 5 des XVI. Kapitels.

welche größere Schweißhitzen, also vermehrten Brennstoffaufwand erheischen, verursachen überhaupt eine schwierige Handhabung und erhöhen daher die Arbeit. Große Breiten bieten beim Walzen Schwierigkeiten, erhöhen die Beanspruchung der Walzen und verursachen einen größeren Abfall. Dünne Bleche erfordern besseres Material, bedürfen einer längeren Dauer des Walzprozesses, indem sie öfter die Walzen zu passieren haben, beanspruchen daher mehr Aufwand an Zeit und Arbeit.

Aus dem Gesagten folgt, daß die im Brückenbau anzuwendenden Blechdimensionen innerhalb der folgenden Grenzen sich bewegen werden und zwar:

die Breite der Bleche bis zu 1000 mm; ausnahmsweise (z. B. bei größeren Blechbrücken) bis zu 1500 mm;

die Stärke des Bleches von 8 bis 16 mm, und die Länge desselben nach der Bedingung, daß dessen Maximalgewicht etwa 400 kg betrage.

Bleche finden Anwendung zur Konstruktion der Wandbleche der Blechträger, zur Bildung der Gurtungen großer Brücken, zur Herstellung der End- und Mittelständer von Fachwerk und Gitterbrücken u. s. w.

Außer den gewöhnlichen ebenen Blechen werden, namentlich zu den Bahnunterlagen der Straßenbrücken, auch eigenartig geformte Bleche (Wellenbleche, Buckelplatten u. s. w.) nicht selten gebraucht; von diesen wird im folgenden Kapitel ausführlicher gesprochen werden.

2. Flacheisen.

Die Flacheisen werden meist durch vierseitigen Druck auf Universalwalzen, mitunter auch auf Kaliberwalzen, erwalzt. Sie kommen aus der Vollendwalze im fertigen Zustande, d. i. in der erforderlichen Breite hervor und bedürfen daher nicht des seitlichen Beschneidens auf die richtige Dimension, wie die Bleche.

Die Breiten betragen 10 bis 600 mm, die Dicken 3 bis 70 mm. Im Brückenbau kommen jedoch vorzugsweise die Dimensionen: Breite von 40 bis 500 mm, Dicke von 10 bis 40 mm in Betracht.

Die Länge der Flacheisen kann bis zu 10 m, ausnahmsweise bis zu 12 und 14 m erhalten werden. Die Packetlänge beträgt erfahrungsgemäß etwa $\frac{1}{30}$ der Länge des ausgewalzten Stückes. Die zweckmäßig ausführbaren Flacheisengewichte bewegen sich innerhalb der für Bleche angegebenen Grenzen. Es sei bemerkt, daß das fertige Flacheisen um ca. 20 % leichter als das Packet angenommen werden kann.

Die Anforderungen, welche an geeignete Flacheisen bezüglich der Qualität zu stellen sind, entsprechen jenen bei Blechen.

Die Anwendung der Flacheisen im Brückenbau ist eine überaus mannigfache. Aus denselben werden die Gurtungen, Gitterstäbe, Windstreben u. a. m. hergestellt. Die Preise stellen sich — vom Material abgesehen — mit zunehmender Breite höher. Ebenso sind dünne Flacheisen teurer als mittelstarke. Die Gründe hierfür stimmen mit jenen bei den Blechen angeführten überein.

Die für genietete Brücken zu wählenden Dimensionen der Flacheisen werden demnach für die Stärken zwischen 10 bis 40 mm, für die Breiten bis zu 500 mm und für die Maximallängen derart zu bestimmen sein, daß das fertige Stück das Gewicht von etwa 400 kg nicht überschreite.⁴³⁾

⁴³⁾ Gewichtstabellen für Bleche und Flacheisen findet man u. a. im Taschenbuch der „Hütte“, 13. Aufl. S. 1034 u. 1040.

3. Winkeleisen.

Winkel- oder Eckeisen sind Formeisen, deren Querschnitt einen rechten oder schiefen Winkel mit gleich oder ungleich langen Schenkeln bildet. Die Schenkellänge bewegt sich bei den im Brückenbau verwendeten Winkeleisen zwischen 60 bis 200 mm, die Dicke der Schenkel zwischen 6 bis 20 mm. Die Bezeichnung der Querschnittsdimensionen der Winkeleisen erfolgt in der Regel in Bruchform derart, daß im Zähler die Länge der Schenkel, im Nenner dagegen die Schenkeldicke geschrieben wird. Außerdem kommen noch andere Bezeichnungsarten der Winkeleisenquerschnitte vor. Für die Schenkellängen b , h und die Schenkeldicke δ findet man die Bezeichnungen: $\overline{b \cdot \delta}$,

$b \cdot \delta$

$\overline{b \cdot b \cdot \delta}$ für gleichschenklige, und $\overline{h \cdot \delta}$, $\overline{b \cdot h \cdot \delta}$ für ungleichschenklige Winkeleisen.

Die Schenkeldicke ist entweder gleichmäßig, oder sie nimmt gegen die Außenränder der Schenkel hin ab. Dieselbe steht in Beziehung zur Schenkellänge und ist nach der Stärke der durch die Winkeleisen zu vereinigenden Bleche und der Verbindungsniete, sowie auch nach der Größe der aufzunehmenden Kräfte zu bemessen. Das Verhältnis der Schenkelstärke zur Schenkellänge dürfte im Minimum mit $\frac{1}{11}$, im Maximum mit $\frac{1}{6}$ anzunehmen sein. Die Schenkelstärke selbst ist entweder größer als die Stärke der zu verbindenden Bleche oder gleich derselben. Die Vereinigung beider Schenkel am inneren Scheitel des Winkels wird meist durch eine Material-Konzentrierung in Form einer ausgiebigen Ausrundung vermittelt. Diese Anordnung ist nicht bloß mit Rücksicht auf die Walzoperation vorteilhaft, sondern zur Erzielung der Formerhaltung des Winkels selbst notwendig. Außerdem ist gerade in diesem Punkte eine Materialzugabe umso wichtiger, als hier die Kraftübertragung von einem Schenkel zum anderen erfolgt.

Nennt man b die Schenkellänge des einen, horizontal gedachten Schenkels, h die Länge des vertikalen Schenkels, und δ die mittlere Schenkeldicke, so ist die Querschnittsfläche des Winkeleisens: $F = \delta (b + h - \delta)$,

und das Gewicht für den laufenden m desselben: $G = 0,78 \delta (b + h - \delta) \text{ kg}$, wobei die Dimensionen in cm einzusetzen sind. Denkt man sich die Lage des Schwerpunktes der Querschnittsfläche auf ein rechtwinkliges Achsensystem, dessen Achsen in b bzw. h liegen, bezogen, so ist im Hinblick auf Fig. 10 die Entfernung des Schwerpunktes:

$$y = \frac{1}{2} \frac{h^2 + \delta (b - \delta)}{b + h - \delta} \quad \text{und} \quad x = \frac{1}{2} \frac{b^2 + \delta (h - \delta)}{b + h - \delta}.$$

Das Trägheitsmoment der Querschnittsfläche bezüglich der durch den Schwerpunkt gelegten, zu X bzw. Y parallelen Achse ist:

$$J_Y = \frac{1}{3} \left\{ (b - \delta) [y^3 - (y - \delta)^3] + \delta [y^3 + (h - y)^3] \right\}$$

bzw.

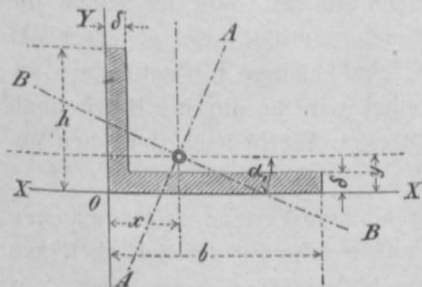
$$J_X = \frac{1}{3} \left\{ (h - \delta) [x^3 - (x - \delta)^3] + \delta [x^3 + (b - x)^3] \right\}.$$

Das Trägheitsmoment, bezogen auf eine durch den Schwerpunkt gelegte Achse, die mit der X -Achse den Winkel α einschließt, ist bekanntlich:

$$J = J_Y \cdot \cos^2 \alpha + J_X \cdot \sin^2 \alpha - C \cdot \sin 2\alpha, \quad \text{wobei} \quad C = \int \xi \eta \cdot \partial F.$$

J wird zum Maximum oder Minimum für $\frac{\partial J}{\partial \alpha} = 0$, d. i. für $\tan 2\alpha_1 = \frac{2C}{J_X - J_Y}$, womit die Lage der Trägheitshauptachsen bestimmt ist.

Fig. 10.



Der Wert C kann bestimmt werden, indem für $\alpha = 45^\circ$ das betreffende J_1 berechnet wird; es ist:

$$J_1 = \frac{1}{2} (J_y + J_x) - C, \text{ woraus } C = \frac{1}{2} (J_y + J_x) - J_1.$$

Die im Brückenbau angewendeten Winkeleisen zeigen hinsichtlich ihrer Querschnittsabmessungen eine sehr große Mannigfaltigkeit; jedes größere Walzwerk bietet eine hinreichend große Auswahl derartiger Querschnitte.

Die deutschen Normalprofile für Walzeisen⁴⁴⁾ zeigen hinsichtlich der Winkeleisen die folgenden Verhältnisse:

1. Gleichschenklige Winkeleisen. Ist b die Schenkellänge und δ die Schenkeldicke, so ist

$$\text{für } b \leq 100 \text{ mm, } \min \delta = \frac{1}{10} b, \quad \text{für } b > 100 \text{ mm, } \min \delta = \frac{1}{11} b.$$

Die Abrundung in den Winkelecken erhält die mittlere Dicke als Radius, sodaß $R = \frac{\min \delta + \max \delta}{2}$; die Abrundungen der Schenkelenenden sind mit dem Radius $r = \frac{R}{2}$ angenommen. Die Schenkellängen variieren von 15 bis 160 mm und zwar von 15 bis 80 mm um je 5 mm, von 80 bis 160 mm um je 10 mm. Die Schenkeldicken sind für jede Schenkellänge (bei L-Eisen über 40 mm Schenkellänge) in drei Stärken angegeben, die um je 2 mm zunehmen.

2. Ungleichschenklige Winkeleisen. Das Verhältnis der Schenkellängen wurde nach zwei Kategorien festgesetzt und zwar wie $1:1\frac{1}{2}$ und $1:2$. Ist die Länge des größeren Schenkels $= b$ und jene des kürzeren $= h$, so ist hiernach $b = 1,5 h$ bzw. $b = 2 h$, $\min \delta = \frac{1}{2} \cdot \frac{b+h}{10}$, jedoch mit geringfügigen Abweichungen

$$R = \frac{\min \delta + \max \delta}{2}; \quad r = \frac{R}{2}.$$

Die Schenkellängen beginnen mit 20.30 mm und schließen mit 100.200 mm. Die Schenkeldicken eines jeden Profiles sind in zwei Stärken, die um je 2 mm zunehmen, angegeben. Die Bezeichnung der Profile erfolgt in Bruchform, so, daß der Zähler die kürzere, der Nenner die längere Schenkellänge in Centimetern erhält. Bei gleichschenkligen Winkeleisen giebt die Profilvernummer zugleich die Schenkellänge in Centimetern an.

In den nachfolgenden Tabellen (S. 89 u. 90) teilen wir für die im Brückenbau verwendbaren Winkeleisen die Abmessungen und wichtigsten Werte nach der oben angegebenen Quelle mit.

Die vom österreichischen Ingenieur- und Architekten-Vereine angenommenen gleichschenkligen Winkeleisen-Profile weisen eine Skala auf, welche mit der Schenkellänge von 20 mm beginnt, von wo diese Längen um je 5 mm bis zu 50 mm ansteigen. Von da steigt die Skala um je 10 mm und erreicht bei 120 mm Schenkellänge das größte Kaliber. Von jeder Nummer zwischen 2 bis 6 sind zwei, von 6 bis 12 je drei verschiedene Schenkeldicken beantragt. Von No. 8 bis No. 12 stimmen die österreichischen Profile mit den gleichbenannten deutschen völlig überein; bei den übrigen finden sich unbedeutende Abweichungen vor.

Hinsichtlich der ungleichschenkligen Winkeleisen erscheint bei den österreichischen Profilen nur das Verhältnis $b:h = 1,5$ angewendet. Die angenommenen Profile sind: $\frac{3}{4\frac{1}{2}}$, $\frac{4}{6}$, $\frac{5}{7\frac{1}{2}}$, $\frac{6}{9}$, $\frac{8}{12}$, $\frac{10}{15}$; für jedes derselben sind zwei um je 1 mm verschiedene Schenkelstärken, deren kleinste beim Profil $\frac{3}{4\frac{1}{2}} = 5$ mm und deren größte beim Profil $\frac{10}{15} = 14$ mm beträgt, vorgesehen.

⁴⁴⁾ Deutsches Normalprofil-Buch für Walzeisen. Von F. Heinzerling u. O. Intze. 3. Aufl. Aachen 1886.

Fig. 11.

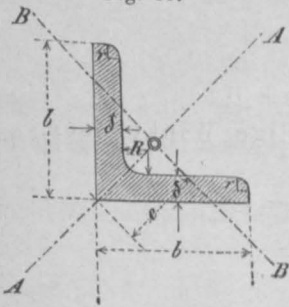


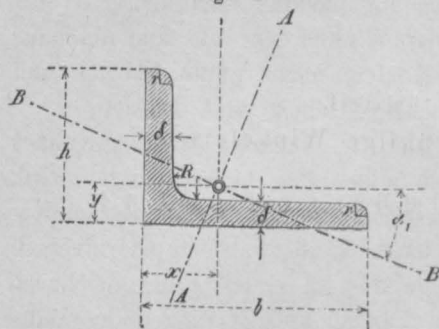
Tabelle I.

Gleichschenklige Winkeleisen.

Die Hauptachsen sind AA und $BB \perp AA$.

Profil- No.	Dimensionen in Millimetern				Quer- schnitt F	Gewicht f. d. Meter G	Schwer- punkts- entfernung e	Momente (in cm) für die Biegungs- ebene BB		Momente (in cm) für die Biegungs- ebene AA		Zwei zusammen- gesetzte L-Eisen. Kleinste Momente (cm) für die Biegungs- ebene aa	
	b	δ	R	r				Trägheits- moment J_B	Wider- stands- moment W_B	Trägheits- moment J_A	Wider- stands- moment W_A	Trägheits- moment J_2	Wider- stands- moment W_2
					qcm	kg	cm						
6	60	6	8	4	6,84	5,3	2,43	37,0	8,72	9,74	4,02	46,7	10,9
		8			8,96	7,0	2,53	47,2	11,1	12,4	4,90	59,4	14,1
		10			11,00	8,6	2,63	56,3	13,3	14,8	5,64	70,9	17,1
6 1/2	65	7	9	4,5	8,61	6,7	2,66	54,4	11,8	14,3	5,38	68,5	14,8
		9			10,9	8,5	2,76	67,0	14,6	17,6	6,38	84,3	18,5
		11			13,1	10,2	2,86	78,5	17,1	20,7	7,24	89,9	22,1
7	70	7	9	4,5	9,31	7,3	2,85	68,5	13,9	18,0	6,32	86,4	17,3
		9			11,8	9,2	2,94	84,8	17,2	22,3	7,58	107	21,7
		11			14,2	11,1	3,04	99,8	20,2	26,3	8,65	126	25,9
7 1/2	75	8	10	5	11,4	8,9	3,07	95,0	18,0	25,0	8,16	120	22,6
		10			14,0	10,9	3,16	115,0	21,7	30,3	9,60	145	27,6
		12			16,6	12,9	3,26	133,0	25,1	35,0	10,7	168	32,3
8	80	8	10	5	12,2	9,5	3,25	117	20,6	30,8	9,48	148	25,8
		10			15,0	11,7	3,35	141	24,9	37,1	11,1	178	31,6
		12			17,8	13,9	3,44	162	28,6	42,7	12,4	206	37,1
9	90	9	11	5,5	15,4	12,0	3,65	187	29,4	49,2	13,5	236	36,8
		11			18,6	14,5	3,75	222	34,9	58,4	15,6	280	44,1
		13			21,7	16,9	3,85	254	39,9	66,8	17,4	321	51,2
10	100	10	12	6	19,0	14,8	4,05	285	40,2	75,0	18,5	360	50,5
		12			22,6	17,6	4,15	333	47,1	87,7	21,2	420	59,5
		14			26,0	20,3	4,25	378	53,4	99,5	23,5	477	68,2
11	110	10	12	6	21,0	16,4	4,41	385	49,4	101	22,9	486	61,7
		12			25,0	19,5	4,51	450	57,7	118	26,2	568	72,6
		14			28,0	22,5	4,61	513	65,9	135	29,3	648	83,6
12	120	11	13	6,5	25,2	19,7	4,84	549	64,8	144	29,8	693	80,6
		13			29,5	23,0	4,93	634	74,9	167	33,8	801	93,8
		15			33,8	26,3	5,02	715	84,4	188	37,5	903	107
13	130	12	14	7	29,8	23,2	5,22	763	83,1	201	38,6	964	103
		14			34,4	26,9	5,32	867	94,4	229	43,0	1096	119
		16			39,0	30,5	5,42	970	106	256	47,3	1226	134
14	140	13	15	7,5	34,7	27,1	5,64	1025	104	270	47,9	1295	130
		15			39,8	31,0	5,74	1160	117	305	53,2	1465	147
		17			44,7	34,9	5,84	1290	130	339	58,0	1629	165
15	150	14	16	8	40,0	31,2	6,04	1360	128	358	59,3	1718	160
		16			45,4	35,4	6,14	1525	144	401	65,3	1926	181
		18			50,8	39,6	6,24	1685	159	443	71,1	2128	201
16	160	15	17	8,5	45,8	35,7	6,45	1760	156	463	71,8	2223	194
		17			51,5	40,2	6,55	1970	174	518	79,0	2488	219
		19			57,2	44,6	6,65	2160	191	569	85,5	2729	242

Fig. 12.

Tabelle II.
Ungleichschenklige Winkleisen.

$$b:h = 1,5.$$

Profil- No.	Dimensionen in Millimetern					Querschnitt F qcm	Gewicht f. d. Meter G kg	Schwerpunkts- abstände cm		Lage der Hauptachse BB $\tan \alpha_1$	Momente (in cm) für die Biegungsebene BB		Momente (in cm) für die Biegungsebene AA	
	h	b	r	R	r			x	y		Träg- heits- moment J_B	Wider- stands- moment W_B	Träg- heits- moment J_A	Wider- stands- moment W_A
$\frac{4}{6}$	40	60	5	6	3	4,75	3,71	1,99	0,99	0,426	19,9	4,85	3,79	1,88
$\frac{5}{7\frac{1}{2}}$	50	75	7	8	4	6,51	5,08	2,06	1,06	0,400	26,0	6,40	5,39	2,56
$\frac{6\frac{1}{2}}{10}$	65	100	9	10	5	8,26	6,4	2,51	1,26	0,417	53,2	10,4	10,5	3,97
$\frac{8}{12}$	80	120	11	11	5,5	10,44	8,1	2,58	1,33	0,398	64,9	12,7	13,6	5,21
$\frac{10}{15}$	100	150	12	13	6,5	14,04	11,0	3,37	1,62	0,399	160	23,7	30,1	8,5
			11			16,94	13,2	3,44	1,69	0,384	188	28,0	36,9	10,5
			10			19,0	14,8	3,97	1,97	0,425	318	38,8	61,1	14,6
			12			22,56	17,6	4,05	2,05	0,412	368	45,5	73,8	17,6
			12			28,56	22,3	4,95	2,45	0,426	749	73,7	143,6	27,2
			14			33,04	25,8	5,02	2,52	0,418	851	83,9	167,4	31,5

Tabelle III.
Ungleichschenklige Winkleisen. $b:h = 2$.

Profil- No.	Dimensionen in Millimetern					Querschnitt F qcm	Gewicht f. d. Meter G kg	Schwerpunkts- abstände cm		Lage der Hauptachse BB $\tan \alpha_1$	Momente (in cm) für die Biegungsebene BB		Momente (in cm) für die Biegungsebene AA	
	h	b	r	R	r			x	y		Träg- heits- moment J_B	Wider- stands- moment W_B	Träg- heits- moment J_A	Wider- stands- moment W_A
$\frac{3}{6}$	30	60	5	6	3	4,25	3,32	2,20	0,69	0,242	16,5	4,25	1,89	1,08
$\frac{4}{8}$	40	80	6	7	3,5	5,81	4,53	2,27	0,77	0,215	21,7	5,63	2,66	1,50
$\frac{5}{10}$	50	100	8	9	4,5	6,84	5,34	2,90	0,90	0,249	47,7	9,22	5,36	2,23
$\frac{6\frac{1}{2}}{13}$	65	130	10	11	5,5	8,96	7,00	2,97	0,97	0,229	60,6	11,8	7,16	3,02
$\frac{8}{16}$	80	160	12	13	6,5	11,36	8,9	3,64	1,14	0,246	123	19,1	13,9	4,73
$\frac{10}{20}$	100	200	14	15	7,5	14,00	10,9	3,71	1,21	0,231	148	23,2	17,4	5,88
			10			18,50	14,4	4,72	1,47	0,241	340	40,5	38,0	9,79
			12			21,96	17,1	4,79	1,54	0,236	396	47,2	45,9	12,0
			12			27,36	21,3	5,79	1,79	0,249	764	73,9	85,9	17,9
			14			31,64	24,7	5,87	1,87	0,240	870	84,6	99,6	20,8
			14			40,04	31,2	7,20	2,20	0,252	1757	135,5	196	32,7
			16			45,44	35,4	7,27	2,28	0,246	1970	152,5	223	37,5

Die Winkeleisen sind in Längen bis zu 10,0 m und darüber erhältlich.

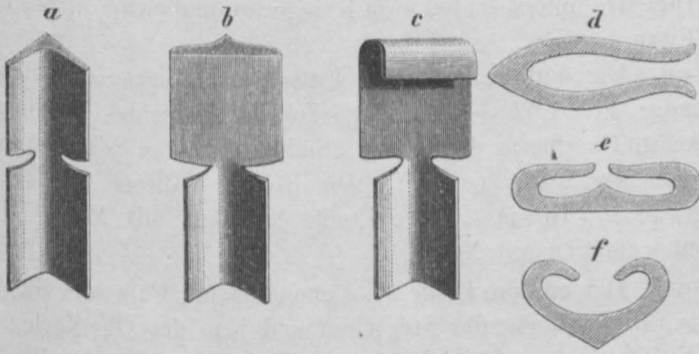
Die Qualität des Materiales zur Herstellung der Winkeleisen soll eine durchaus vorzügliche sein; das erwalzte Produkt muß reine Kanten, ebene glatte Flächen und alle Merkmale vollkommener Schweißung und möglicher Homogenität besitzen.

Die auf Kaliberwalzen neuerer Art ausgewalzten Winkeleisen, wo das Kaliber möglichst flach gehalten, der rechte Winkel jedoch allmählich herausgebildet wird, während die Schenkel in schwach gekrümmter Form erhalten und erst im letzten Kaliber gerade gerichtet werden, sind jenen auf Winkeleisen-Kaliberwalzen und Universal-Winkeleisenwalzen erwalzten vorzuziehen, da vermöge der im ersten Falle gleichmäßigeren Umfangsgeschwindigkeit der Walzen die Streckungen und Zerrungen des Materiales durch den Walzprozeß möglichst gleichmäßig werden und daher auch die Elastizitätsverhältnisse des Produktes für verschiedene Stellen des Querschnittes jedenfalls geringere Differenzen zeigen werden, als dies bei den auf den alten Winkeleisen-Kaliberwalzen erzielten Walzstücken zu erwarten war.

Es ist bekannt, daß die durch die Vollende-Kaliber kalt gewalzten Formeisen sich durch Sauberkeit der Kanten und Oberflächen des erwalzten Produktes auszeichnen. Dies Verfahren ist jedoch weder für die Walzen noch für das Walzprodukt zuträglich. Das letztere erlangt wohl hierdurch — abgesehen von der äußeren Vollkommenheit der Form — eine Erhöhung seiner Festigkeit, verliert jedoch gleichzeitig an Dehnbarkeit.

Die Winkeleisen müssen alle für die Konstruktion erforderlichen Formveränderungen, Bearbeitungen und Lochungen ohne Schädigung des Materiales gestatten, also ein vorzüglich zähes Verhalten zeigen. Ausgeführte Proben mit kurzen Winkeleisenstücken werden ergeben, inwieweit ein im kalten und warmen Zustande ausgeführtes Zusammenbiegen und andernfalls ein in die Ebene Strecken beider Schenkel getrieben werden kann, ohne daß sich hierbei Risse zeigen u. s. w. So verlangt die k.

Fig. 13.



deutsche Admiralität von den zur Verwendung beim Schiffbau geeigneten Winkeleisen, die in der Fig. 13, a. bis f. dargestellten Deformierungsproben.⁴⁵⁾

Die Anwendung der Winkeleisen im Brückenbau ist eine sehr weitgehende. Jede Vereinigung unter einem Winkel aufeinander stoßender Bleche wird mittels Winkeleisen bewirkt; dieselben sind also überall dort unersetzlich, wo aus Flacheisen oder Blechen ein T- oder kreuzförmiger Querschnitt gebildet, wo die Verbindung von in verschiedenen Ebenen befindlichen und zusammenstoßenden Trägern vermittelt werden soll. Aber auch in selbständiger Weise oder in Verbindung mit einem zweiten Winkeleisen dient dasselbe in den meisten Fällen bei genieteten Fachwerkbrücken zur Herstellung von Gliedern, die auf Druck in Anspruch genommen erscheinen.

Der Preis der Winkeleisen wird bedingt durch die Dimensionen des zu erwalzenden Produktes, und die Qualität des Materiales. Die Anzahl (2 oder 4) und

⁴⁵⁾ Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1872.

Größe der in einem Packete anzuordnenden Deckplatten beeinflusst in hohem Grade den Materialwert und mithin auch den Preis. Mit der Länge der Schenkel nimmt der Preis zu, ebenso mit der Länge und dem Gewichte des geforderten Stückes. Sehr geringe Dicken bedingen gleichfalls höhere Kosten. Mit zunehmendem Gewichte wachsen die Überpreise. Meist wird für Längen über 8,0 m bereits ein Überpreis gezahlt, der proportional der Überlänge wächst. Für die Anwendung im Brückenbau empfehlen sich die in den angeführten Tabellen angegebenen Winkeleisen-Querschnitte. Die Länge der Winkeleisen ist in vielen Fällen durch die Länge des herzustellenden Konstruktions- teiles schon gegeben; wo dies nicht der Fall ist und die Längenbestimmung mehr will- kürlich ist, wird man die Länge umso größer wählen können, je größer der Quer- schnitt ist.

4. T-Eisen.

Die im Querschnitt T-förmig gestalteten Formeisen finden im Brückenbau eben- falls Anwendung. Sie haben nicht jene vielseitige Verwendbarkeit, wie die Winkel- eisen, sind jedoch zur Konstruktion verschiedener wichtigen Brückenbestandteile, bei- spielsweise zur Herstellung der Druckstreben in Fachwerken, zu Windverstrebenungen u. s. w., vorzüglich geeignet.

Der Querschnitt entspricht etwa zweien mit den Schenkelebenen aneinander ge- legten und vereinigt gedachten rechtwinkligen Winkeleisen. Bezüglich der Dimensionen der Querschnitte herrscht eine große Mannigfachheit, jedoch sind die maximalen Dimen- sionen beschränkt durch die Schwierigkeit des Auswalzens.

Die deutschen Normalprofile unterscheiden zwei Kategorien und zwar: a. breit- füßige und b. hochstegige T-Eisen.

a. Breitfüßige T-Eisen. Die mittlere Dicke des Fußes und Steges ist gleich groß und ist nach der Beziehung: $\delta = 1,5h + 1$ mm, wobei h die Höhe des Profiles, ermittelt. Die dem Stege zugekehrte Oberfläche des Fußes erhält auf beiden Seiten eine Neigung von 2 %, die Stegflächen eine solche von 4 %. Die Breiten b dieser T-Eisen sind durchweg doppelt so groß als die Höhen h . Die Profile beginnen mit No. $\frac{6}{3}$ — entsprechend: $\frac{b}{h} = \frac{60}{30}$ mm — und endigen mit No. $\frac{20}{10}$.

b. Hochstegige T-Eisen. Die mittlere Dicke δ — ebenfalls für Fuß und Steg gleich — ist $\delta = 0,1h + 1$ mm. Die Neigung der Stegseiten und jene der Oberflächen des Fußes beträgt hier 2 %. Fußbreite b und Steghöhe h sind gleich groß. Die Pro- file beginnen mit No. $\frac{2}{2}$ und schliessen mit No. $\frac{14}{14}$.

Die Radien der Abrundung sind analog jenen der Winkeleisen. $R = \delta$, $r = \frac{\delta}{2}$ und für den Steg $\rho = \frac{\delta}{4}$.

Die Tabellen auf S. 93 enthalten die im Brückenbau verwendbaren T-Profile, deren Querschnitte, Gewichte, Trägheits- und Widerstandsmomente.

Die österreichischen Normalprofile der T-Eisen (s. S. 94) enthalten nur eine Gattung dieser Walzsorte, für welche

$$\delta = 0,16 + 1 \text{ mm} \\ h = 0,77 b, \quad R = 0,8, \quad r = 0,4\delta, \quad \rho = 0,2\delta \text{ ist.}$$

Die Neigung der Seitenflächen des Steges ist mit 4 % bemessen, während der Fuß durchaus gleiche Stärke hat. Es sind 9 Profile beantragt mit den Fußbreiten: 30, 40, 50, 60, 70, 80, 100, 120 und 150 mm, und es wird die Profil-Nummer durch die in Centimetern ausgedrückte Fußbreite bezeichnet.

Tabelle IV.

Breitfüßige T-Eisen (deutsche Normalprofile). Fig. 14.

Profil- No.	Dimensionen in Millimetern						Quer- schnitt F qcm	Gewicht f. d. Meter G kg	Schwer- punkts- abstand y cm	Momente (in cm) für die Biegungsebene $B B$		Momente (in cm) für die Biegungsebene $A A$	
	b	h	δ	R	r	ρ				Träg- heits- moment J_B	Wider- stands- moment W_B	Träg- heits- moment J_A	Wider- stands- moment W_A
$\frac{10}{5}$	100	50	8,5	8,5	4	2	12,02	9,4	1,16	71,3	14,3	21,2	5,51
$\frac{12}{6}$	120	60	10	10	5	2,5	17,0	13,3	1,38	145	24,2	43,2	9,35
$\frac{14}{7}$	140	70	11,5	11,5	6	3	22,8	17,8	1,61	265	37,8	79,1	14,7
$\frac{16}{8}$	160	80	13	13	6,5	3,5	29,5	23,0	1,83	446	55,8	134	21,7
$\frac{18}{9}$	180	90	14,5	14,5	7,5	3,5	37,0	28,9	2,05	709	78,8	213	30,5
$\frac{20}{10}$	200	100	16	16	8	4	45,4	35,4	2,28	1073	107	323	41,8

Fig. 14.

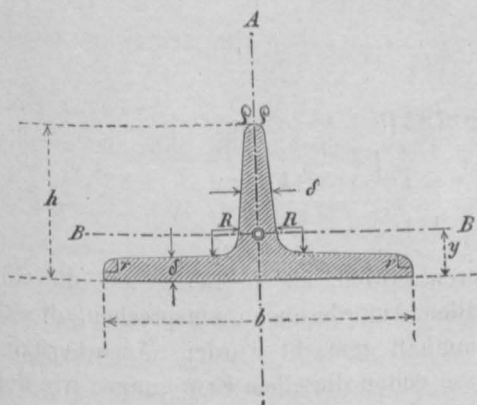


Fig. 15.

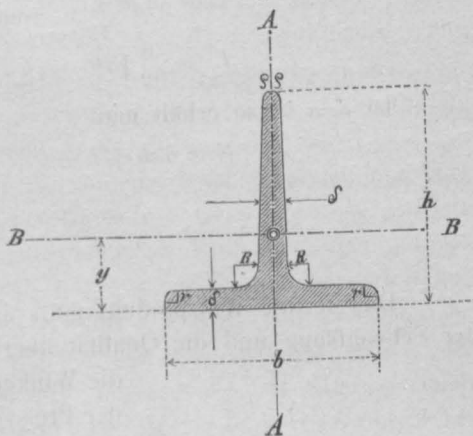


Tabelle V.

Hochstegige T-Eisen (deutsche Normalprofile). Fig. 15.

Profil- No.	Dimensionen in Millimetern						Quer- schnitt F qcm	Gewicht f. d. Meter G kg	Schwer- punkts- abstand y cm	Momente (in cm) für die Biegungsebene $A A$		Momente (in cm) für die Biegungsebene $B B$	
	b	h	δ	R	r	ρ				Träg- heits- moment J_A	Wider- stands- moment W_A	Träg- heits- moment J_B	Wider- stands- moment W_B
$\frac{10}{10}$	100	100	11	11	5,5	3	20,8	16,2	2,90	195	27,5	92,7	18,5
$\frac{12}{12}$	120	120	13	13	6,5	3	29,5	23,0	3,48	389	45,6	189	31,5
$\frac{14}{14}$	140	140	15	15	7,5	4	39,8	31,0	4,05	734	73,7	347	49,5

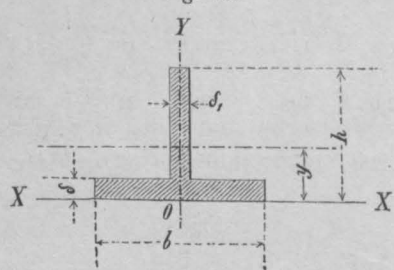
Tabelle VI.

T-Eisen (österreichische Normalprofile).

Profil-No.	Dimensionen in Millimetern			Querschnitt F qcm	Gewicht f. d. Meter G kg	Schwerpunkts- abstand y cm	Trägheitsmoment cm ⁴	
	b	h	δ				J_B	J_A
10	100	77	11	18,26	14,2	2,08	92,34	92,40
12	120	92	13	25,87	20,2	2,48	186,16	188,65
15	150	116	16	40,00	31,2	3,12	461,40	453,41

Im allgemeinen ist die Querschnittsfläche der T-Eisen $F = b\delta + (h - \delta)\delta_1$ (Fig. 16) und das Gewicht f. d. lfd. m $G = 0,78 [b\delta + (h - \delta)\delta_1]$ kg, wobei die Dimensionen in Centimetern einzuführen sind.

Fig. 16.



Die Schwerpunktslage ist bestimmt durch:

$$y = \frac{1}{2} \frac{(b - \delta_1)\delta^2 + \delta_1 h^2}{F}.$$

Das Trägheitsmoment des Querschnitts in Bezug auf die zu X parallele Schwerpunktsachse ist:

$$J_Y = \frac{1}{3} \{b y^3 - (b - \delta_1)(y - \delta)^3 + \delta_1 (h - y)^3\},$$

jenes zur Symmetrieachse:

$$J_X = \frac{1}{12} [\delta b^3 + (h - \delta)\delta_1^3].$$

Ist $\delta = \delta_1$, so erhält man

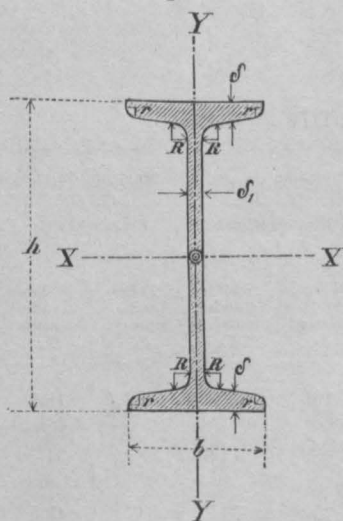
$$F = \delta(b + h - \delta), \quad G = 0,78\delta[b + h - \delta] \text{ kg},$$

$$y = \frac{1}{2} \cdot \frac{(b - \delta)\delta + h^2}{b + h - \delta} = \frac{h}{2} \cdot \frac{1 + \frac{\delta}{h} \left(\frac{b}{h} - \frac{\delta}{h} \right)}{1 + \frac{b}{h} - \frac{\delta}{h}}.$$

Das fertige Walzprodukt muß im äußeren sowohl, als in Bezug auf die Güte der Schweissung und die Qualität überhaupt allen Anforderungen entsprechen, die für die Winkelseisen namhaft gemacht wurden. Auch bezüglich der Preisverhältnisse gelten dieselben Erwägungen wie dort.

Die T-Eisen werden bis zu etwa 10 m Länge gewalzt.

Fig. 17.



5. I-Eisen (Fig. 17).

Die Formeisen I-förmigen Querschnitts sind die einfachsten Repräsentanten der schmiedeisernen Balkenträger mit zweckmäßigster Verteilung der Querschnittsfläche. Die I-Eisen sind mit besonderer Rücksicht auf die Erreichung eines möglichst großen Biegungswiderstandes gegen vertikale, in die Stegebene fallende Kräfte im Querschnitt geformt und finden derartig beansprucht auch die meiste Verwendung.

Die Dimensionen, mit welchen diese Eisen ausgeführt werden, sind sehr verschieden. Im Brückenbau kommen meist Querschnitte zur Anwendung, bei denen

die Höhe zwischen 160 bis 400 mm
 die Flantschenbreiten zwischen 80 " 150 "
 die Stegstärke und Flantschenstärke zwischen 8 " 20 " liegen.

Das Walzen der I-Eisen ist um so schwieriger, je größer die Steghöhe und je breiter die Flantschen sind. Die Flantschenbreite selbst soll mit Rücksicht hierauf im allgemeinen nicht größer als die halbe Querschnittshöhe sein. Für die meisten Fälle der Anwendung kann die Auswahl der betreffenden Querschnitte aus den in jedem Walzwerk vorhandenen Profilen erfolgen.

Wenn b die Flantschenbreite, h die Trägerhöhe, δ die mittlere Flantschenstärke und δ_1 die Stegstärke bezeichnet, so ist die Querschnittsfläche $F = 2b \cdot \delta + (h - 2\delta) \delta_1$, und das Gewicht des I-Eisens f. d. lfd. m $G = 0,78 [2b\delta + (h - 2\delta) \delta_1]$ kg.

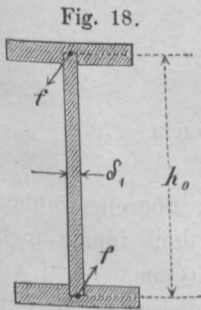
Das Trägheitsmoment des Querschnitts in Bezug zur horizontalen bzw. vertikalen Schwerpunktsachse ist:

$$J_y = \frac{1}{12} \{b(h^3 - [h - 2\delta]^3) + \delta_1(h - 2\delta)^3\}$$

$$J_x = \frac{1}{12} \{2\delta b^3 + (h - 2\delta) \delta_1^3\}.$$

Benennt man die Querschnittsfläche eines jeden Flantsches mit f und den Abstand der Schwerpunkte beider Flantschen voneinander mit h_0 , so ist mit Bezug auf Fig. 18 ein Näherungswert für das Trägheitsmoment:

$$J_y = \frac{1}{2} f h_0^2 + \frac{1}{12} \delta_1 h_0^3 = \frac{1}{2} \left(f + \frac{1}{6} \delta_1 h_0 \right) h_0^2.$$



Unter Voraussetzung, daß h von h_0 wenig verschieden ist, erhält man das angenäherte Widerstandsmoment: $W_y = f h_0 + \frac{1}{6} \delta_1 h_0^2$.

Würde es sich darum handeln, bei gegebenem Inhalt des Gesamtquerschnitts F die Anordnung so zu treffen, daß das Widerstandsmoment zu einem Maximum werde, so kann nach Dr. Zimmermann⁴⁶⁾ folgendermaßen vorgegangen werden.

$$\text{Es ist zunächst} \quad f = \frac{1}{2} (F - \delta_1 h_0)$$

$$\text{und damit} \quad W_y = \frac{1}{2} F h_0 - \frac{1}{3} \delta_1 h_0^2.$$

Es werden nun zwei Fälle unterschieden:

a. Die Stegdicke δ_1 ist unabhängig von der Höhe; dann ist

$$\frac{\partial W_y}{\partial h_0} = \frac{1}{2} F - \frac{2}{3} \delta_1 h_0 = 0 \quad \text{und daraus} \quad \delta_1 h_0 = \frac{3}{4} F, \quad \text{womit sich ergibt} \quad f = \frac{1}{8} F.$$

Das Maximum des Widerstandsmoments ist hiernach:

$$\max W_y = \frac{1}{2} F h_0 - \frac{1}{3} \cdot \frac{3}{4} F h_0 = \frac{1}{4} F h_0.$$

Das Widerstandsmoment würde sonach in diesem Falle am größten, wenn $\frac{3}{4}$ der Querschnittsfläche in den Steg und je $\frac{1}{8}$ derselben in die beiden Gurtungen verlegt würden.

b. Die Stegdicke δ_1 ist der Höhe h_0 proportional, sodaß $\delta_1 = n h_0$; dann ist

$$W_y = \frac{1}{2} F h_0 - \frac{1}{3} n h_0^3 \quad \text{und} \quad \frac{\partial W_y}{\partial h_0} = \frac{1}{2} F - n h_0^2 = \frac{1}{2} F - \delta_1 h_0 = 0,$$

woraus $\delta_1 h_0 = \frac{1}{2} F$, hiernach folgt auch $f = \frac{1}{4} F$.

$$\text{Es wird jetzt:} \quad \max W_y = \frac{1}{2} F h_0 - \frac{1}{3} \cdot \frac{1}{2} F h_0 = \frac{1}{3} F h_0.$$

In diesem Falle müßte die Verteilung der Querschnittsfläche so erfolgen, daß der Steg die halbe und jede Flantsche $\frac{1}{4}$ der Gesamtfläche erhalten.

⁴⁶⁾ Centralbl. d. Bauverw. 1887, S. 103 u. f.

Die deutschen Normalprofile für I-Eisen zeigen die folgenden Verhältnisse:

Ist b die Flantschenbreite, h die Höhe des Profiles, δ_1 die Stegstärke und δ die mittlere Flantschenstärke, so ist $\delta = 1,5 \delta_1$, $R = \delta$ und $r = 0,6 \delta$.

Für $h \leq 250$ mm ist $b = 0,4 h + 10$ mm, $\delta_1 = 0,03 h + 1,5$ mm;

„ $h > 250$ „ „ $b = 0,3 h + 35$ „ „ $\delta_1 = 0,036 h$.

Die Neigung im Flantsch beträgt 14 %. Die Nummern der Profile, welche zugleich den Höhen der I-Eisen in Centimetern entsprechen, beginnen mit 8 und schliessen mit 50. Die Höhen wachsen bis zu No. 24 um je 10 mm, von da an bis No. 40 um je 20 mm und von No. 40 an um je 25 mm.

Drückt man das Trägheitsmoment durch die Beziehung $J_x = C \cdot F h^2$ aus, so ergeben diese Profile bis zu No. 26 für $C = 0,16 \div \frac{1}{6}$ in ziemlicher Übereinstimmung mit dem oben für das Maximum des Widerstandsmomentes gefundenen Werte

$$\max W_x = \frac{1}{3} F h_0,$$

mit welchem

$$J_x = W_x \frac{h_0}{2} = \frac{1}{6} F h_0^2 \text{ folgt.}$$

Die Profilnummern von 26 an bis 50 liefern im Mittel $C = 0,155$.

Des weiteren ist, bei dem Gewichte G (für 1 m) für $h = 8$ cm bis $h = 25$ cm

$$W_x = 0,415 h \cdot G$$

und für $h = 28$ cm bis $h = 50$ cm

$$W_x = (1,0 + 0,375 h) G.$$

Die österreichischen Normalprofile erhielten

für $h \leq 160$ mm, $b = 0,4 h + 20$ mm; $\delta_1 = 0,03 h + 1,6$ mm,

„ $h > 160$ „ „ $b = 0,3 h + 36$ „ „ $\delta_1 = 0,04 h$.

Bei den niederen Profilen ist die Stegstärke demnach nahezu übereinstimmend mit den deutschen Profilen; mit zunehmender Höhe weicht dieselbe jedoch immer mehr von denselben ab und es erreicht z. B. bei No. 40 diese Differenz 1,6 mm.

Es ist dort ferner $R = 1,2 \delta_1$ und $r = 0,6 \delta_1$. Die Neigung der inneren Flantschen-seite ist, in Prozenten ausgedrückt: $p = 0,02 h + 7$.

Die Abmessungen, Gewichte, Trägheitsmomente und Widerstandsmomente der gebräuchlichsten I-Eisen gehen aus der Tabelle S. 97 hervor.

Die österreichischen Normalprofile der I-Eisen enthalten die Nummern: 8, 10, 13, 16, 18, 20, 22, 24, 24a, 26, 28, 28a, 30, 32, 35, 40.

Die Nummern 24a und 28a unterscheiden sich von 24 und 28 nur durch größere Flantschenbreiten; es beträgt diese Mehrbreite bei ersteren 27, bei letzteren 30 mm. —

Die I-Eisen werden bis zu 14 m Länge geliefert. Längen über 6 bis 8 m erhalten einen Überpreis. Bei der Wiener Weltausstellung im Jahre 1873 waren I-Eisen von 18 m Länge, 355 mm Höhe, 142 mm Flantschenbreite und 13 mm Dicke von der Luxemburger Bergwerks- und der Saarbrücker Eisenhütten-Aktiengesellschaft zu Burbach ausgestellt. Die Ausstellung zu Philadelphia im Jahre 1877 brachte von seiten der Union Iron Works der Union Iron Co. Buffalo, Erie County, New-York, I-Träger von 24,4 m Länge, 254 mm Höhe und 1090 kg Gewicht, ferner solche von 15,86 m Länge, 381 mm Höhe und 1040 kg Gewicht.⁴⁷⁾

⁴⁷⁾ Über Brückenbauten in den Vereinigten Staaten von Nord-Amerika von Fr. Steiner. (Ausstellungsbericht der österr. Kommission.)

Tabelle VII.

I-Eisen (deutsche Normalprofile), vergl. Fig. 17, S. 94.

Profil- No.	Dimensionen in Millimetern						Quer- schnitt F qcm	Gewicht f. d. Meter G kg	Momente (in cm) für die Biegungsebene $Y Y$		Momente (in cm) für die Biegungsebene $X X$	
	h	b	δ_1	δ	R	r			Träg- heits- moment J_Y	Wider- stands- moment W_Y	Träg- heits- moment J_X	Wider- stands- moment W_X
15	150	70	6,0	9,0	6,0	3,6	20,5	16,0	743	99,0	51,8	14,8
16	160	74	6,3	9,5	6,3	3,8	22,9	17,9	945	118	64,4	17,4
17	170	78	6,6	9,9	6,6	4,0	25,4	19,8	1177	139	78,8	20,2
18	180	82	6,9	10,4	6,9	4,1	28,0	21,9	1460	162	95,9	23,4
19	190	86	7,2	10,8	7,2	4,3	30,7	24,0	1779	187	115,2	26,8
20	200	90	7,5	11,3	7,5	4,5	33,7	26,2	2162	216	138	30,7
21	210	94	7,8	11,7	7,8	4,7	36,6	28,5	2587	246	163	34,6
22	220	98	8,1	12,2	8,1	4,9	39,8	31,0	3090	281	192	39,2
23	230	102	8,4	12,6	8,4	5,0	42,9	33,5	3642	317	224	43,9
24	240	106	8,7	13,1	8,7	5,2	46,4	36,2	4288	357	261	49,3
26	260	113	9,4	14,1	9,4	5,6	53,7	41,9	5798	446	341	60,3
28	280	119	10,1	15,2	10,1	6,1	61,4	47,9	7658	547	429	72,1
30	300	125	10,8	16,2	10,8	6,5	69,4	54,1	9888	659	530	84,8
32	320	131	11,5	17,3	11,5	6,9	78,2	61,0	12622	789	652	99,5
34	340	137	12,2	18,3	12,2	7,3	87,2	68,0	15827	931	789	115
36	360	143	13,0	19,5	13,0	7,8	97,5	76,1	19766	1098	956	134
38	380	149	13,7	20,5	13,7	8,2	107,5	83,9	24208	1274	1138	153
40	400	155	14,4	21,6	14,4	8,6	118,3	92,3	29446	1472	1349	174
42 ^{1/2}	425	163	15,3	23,0	15,3	9,2	133,0	103,7	37266	1754	1672	205
45	450	170	16,2	24,3	16,2	9,7	147,7	115,2	46204	2054	2004	236
47 ^{1/2}	475	178	17,1	25,6	17,1	10,3	163,6	127,6	56912	2396	2424	272
50	500	185	18,0	27,0	18,0	10,8	180,2	140,5	69245	2770	2871	310

Zur Herstellung der I-Eisen ist sehr gutes, insbesondere jedoch sehniges, zähes Material erforderlich. Die Vereinigung des Stegs mit den Flantschen muß durch einen allmählichen Übergang mittels ausgiebiger Ausrundung im Querschnitt bewirkt werden. Es ist darauf zu achten, daß durch den Walzprozeß keine ungleichmäßigen Streckungen in den Flantschen und dem Stege auftreten. Letzteres giebt sich durch einen unebenen, gewellt erscheinenden Steg zu erkennen. Es versteht sich von selbst, daß dann Spannungen und zwar vornehmlich Schubspannungen zwischen Steg und Flantschen vorhanden sind, die gerade an diesen Orten gefährlich werden können, sodaß derartige Erscheinungen das betreffende Stück von der Verwendung zu wichtigen Konstruktionen ausschließen. Das Walzprodukt soll eine reine Oberfläche, ganze und gerade Kanten, einen ebenen Steg und symmetrisch gleichmäßige Stärken der Flantschen aufweisen.

In Bezug auf die Anwendung der I-Eisen im Brückenbau ist zu bemerken, daß diese Eisen meist als Träger und zwar ebensowohl als Hauptträger bei Brücken kleiner Spannweiten, als zur Herstellung von „Längsträgern“ und „Querträgern“ bei größeren Brücken benutzt werden. Sie finden überdies Anwendung als Druckglieder bei größeren Gitter- oder Fachwerkbrücken und namentlich auch bei Brücken nach amerikanischer Konstruktionsart zur Bildung der gedrückten Gurte von Parallel-Gitterträgern.

Die Preisverhältnisse, insbesondere die Überpreise stellen sich um so höher, je schwieriger die Herstellung des geforderten Walzstückes ist. Dieselben wachsen so-

nach mit den Querschnittsdimensionen überhaupt, namentlich jedoch mit der Höhe des Querschnittes und der Breite der Flantschen. Außerdem steigt der Überpreis proportional mit der Überschreitung der normalen, dem Grundpreise entsprechenden Länge. Ist z. B. P der Grundpreis pro Tonne bei der normalen Länge l und ΔP der Überpreis pro Tonne für die Überlänge Δl , so ist: $\Delta P = a + c \cdot \Delta l$, wobei a den Querschnittsdimensionen entspricht und mit denselben und der Länge variabel ist, c ist hingegen meist konstant.

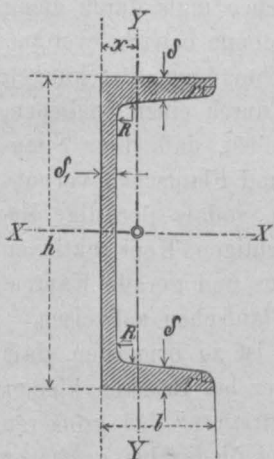
Im deutschen Normalprofil-Buche findet sich hinsichtlich des Konsums der I-Eisen eine graphische Darstellung, in welcher auch u. a. eine Kurve der Preise des laufenden Meters nach der Normalskala derart eingetragen ist, daß die Widerstandsmomente als Abscissen, die Preise als Ordinaten erscheinen, weil die Leistung der Profilform durch deren Widerstandsmoment repräsentiert wird.

Für Profile, deren Widerstandsmomente zwischen 100 bis 700 cm⁴, d. i. von No. 15 bis No. 30, sich bewegen, kann aus jener Darstellung näherungsweise die Beziehung ermittelt werden: $P = 0,9 + 0,01 W_x$, wo P den Preis f. d. lfd. m in Mark und W_x das Widerstandsmoment auf cm bezogen bedeuten. Den höheren Profilen (von No. 32 an) dagegen entspricht annähernd die Gleichung: $P = 1,2 W_x (9,6 - W_x)$, wobei jedoch die Widerstandsmomente auf die Maßeinheit = 1000 cm⁴ bezogen sind. So würde z. B. der Preis für No. 36, dessen $W_x = 1,098 \div 1,1$ cm⁴ ist, $P = 1,2 \times 1,1 (9,6 - 1,1) = 11,2$ M. betragen.

6. C-Eisen (U-Eisen).

Der Querschnitt dieser Formeisen, welche man E-Eisen oder U-Eisen nennt, entspricht dem eines I-Eisens mit einseitig abgenommenen Flantschen. Für Anwendungen im Brückenbau kommen Querschnittshöhen von 100 bis 300 mm, Flantschenbreiten von 50 bis 100 mm und Stegstärken von 6 bis 10 mm in Betracht. Die Berechnung der Querschnittsfläche, des Gewichtes und des Trägheitsmomentes bezüglich der horizontalen Schwerpunktsachse erfolgt nach denselben Gleichungen, wie bei den I-Eisen.

Fig. 19.



Die zum Stege parallele Schwerpunktsachse des Querschnitts liegt von der äußeren Stegebene entfernt um:

$$x = \frac{b^2 \delta + \frac{1}{2} (h - 2\delta) \delta_1^2}{F};$$

das Trägheitsmoment bezüglich dieser Achse ist:

$$J_x = J - Fx^2,$$

wo J das Trägheitsmoment in Bezug auf die äußere Stegkante bedeutet; für diese ist:

$$J = \frac{1}{3} [2\delta b^3 + (h - 2\delta) \delta_1^3].$$

Für die deutschen Normalprofile der U-Eisen gelten die folgenden Angaben:

Die Flantschenbreite b und die Profilhöhe h stehen zu einander in der Beziehung $b = 0,25 h + 25$ mm. Die Neigung im Flantsch ist mit 8% festgesetzt. Die Profilvernummern beginnen bei No. 3 und endigen mit No. 30. Von No. 3 bis No. 5 nehmen die Höhen um je 10 mm, von No. 8 bis No. 22 um je 20 mm und von No. 22 bis No. 30 um je 40 mm zu. Die Stegstärke beträgt im Minimum 5 mm, im Maximum 10 mm, die Flantschenstärke im Minimum 7 mm, im Maximum 16 mm. Für die

im Brückenbau zur Verwendung geeigneten Profile entnehmen wir dem deutschen Normalprofil-Buche die folgende Tabelle.

Tabelle VIII.
U-Eisen (deutsche Normalprofile). Fig. 19.

Profil- No.	Dimensionen in Millimetern						Quer- schnitt F qem	Gewicht f. d. Meter G kg	Schwer- punkts- abstand x cm	Momente (in cm) für die Biegungsebene $Y Y$		Momente (in cm) für die Biegungsebene $X X$	
	h	b	δ_1	δ	R	r				Träg- heits- moment J_Y	Wider- stands- moment W_Y	Träg- heits- moment J_X	Wider- stands- moment W_X
10	100	50	6	8,5	8,5	4,5	13,5	10,5	1,69	207	41,4	33,1	10,0
12	120	55	7	9	9	4,5	17,4	13,3	1,74	368	61,3	49,2	13,1
14	140	60	7	10	10	5	20,4	15,9	1,91	609	87,0	71,2	17,4
16	160	65	7,5	10,5	10,5	5,5	24,1	18,8	2,01	932	117	97,4	21,7
18	180	70	8	11	11	5,5	28,0	21,9	2,10	1364	152	130	26,6
20	200	75	8,5	11,5	11,5	6	32,3	25,2	2,20	1927	193	171	32,2
22	220	80	9	12,5	12,5	6,5	37,6	29,3	2,34	2712	247	226	39,9
26	260	90	10	14	14	7	48,4	37,8	2,58	4857	374	365	56,9
30	300	100	10	16	16	8	58,8	45,9	2,95	8064	538	564	80,0

Bei den österreichischen Profilen ist

$$\begin{aligned}
 b &= 0,25 h + 25 \text{ mm,} \\
 \delta_1 &= 0,025 h + 4 \text{ mm,} & \delta &= 1,5 \delta_1, \\
 r &= 1,5 \delta_1, & \rho &= 0,6 \delta_1.
 \end{aligned}$$

Die Neigung der inneren Flantschenseiten beträgt in Prozenten: $p = 0,01 h + 7$. Es wurden 13 Nummern beantragt und zwar: 6, 8, 10, 12, 14, 16, 18, 20, 22, 24, 26, 28 u. 30.

Hiernach haben die österreichischen und deutschen Profile gleiche Flantschenbreiten, dagegen zeigen die ersteren durchaus stärkere Flantschendicken, ferner bei den Nummern 8 und 12 übereinstimmende Stegdicken, während die übrigen Nummern durchaus um 0,5 mm größere Stegstärken erhielten als die letzteren. —

Die Beurteilung der U-Eisen in Bezug auf Güte des Walzproduktes erfolgt in gleicher Weise, wie bei den I-Eisen, und es gelten hier dieselben Grundsätze und Erwägungen wie dort.

Anwendung finden die U-Eisen hauptsächlich zur Herstellung von Druckstreben bei Gitter- und Fachwerkbrücken, zur Bildung der Druckgurte von Brücken amerikanischer Konstruktion u. s. w. Mitunter hat man dieselben auch als Längsträger von Eisenbahn- und Straßenbrücken angewendet.

Die Preisverhältnisse der U-Eisen werden in ähnlicher Weise wie bei den I-Eisen durch die Querschnitts- und Längenmaße des Walzproduktes beeinflusst. Die Überpreise wachsen auch hier mit der Steghöhe und ganz besonders mit der Flantschenbreite. Selbstverständlich erhalten Überlängen, also Längen über etwa 7 bis 8 m, bereits Preisaufschläge.

An dieser Stelle seien auch die L-Eisen (Z-Eisen) erwähnt, welche unter Umständen auch beim Brückenbau mit Nutzen Verwendung finden können. Wegen der betreffenden Einzelheiten kann auf das deutsche Normalprofil-Buch verwiesen werden.

7. Quadrant- und Sextant-Eisen.

Diese in Fig. 20 und 21 dargestellten Eisensorten finden in neuerer Zeit häufige Anwendung und zwar hauptsächlich im amerikanischen Brückenbau. Bei deutschen Brücken sind u. a. für die im Jahre 1868 unter Ruppert erbaute, etwa 80 m weite

Fig. 20.

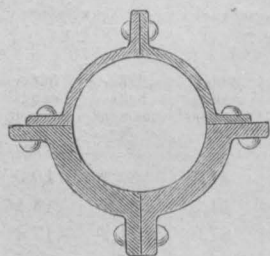
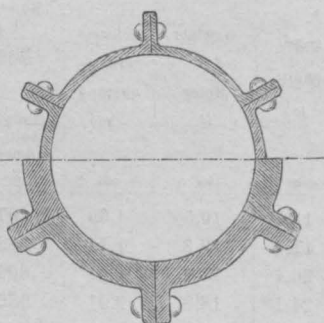


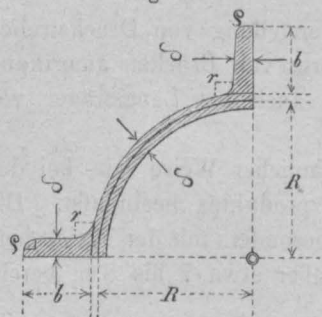
Fig. 21.



Brücke der österreichischen Staatsbahn über den Donaukanal bei Wien Quadrant-Eisen verwendet, ebenso für die von Köstlin und Battig erbaute Tegetthoff-Brücke über den Wien-Fluss in Wien. Es bedarf wohl keiner Begründung, daßs mit diesen Formeisen für die säulenförmigen, auf Druck in Anspruch genommenen Konstruktionsglieder eine möglichst zweckmäs-

sige und vorteilhafte Materialanordnung des Querschnittes erzielt ist. Das amerikanische Werk: „Phoenix Iron Works“, welches diese ihm patentierten Formeisen in verschiedenen Dimensionen erzeugt, liefert derartige zur Bildung von säulenförmigen Konstruktionsgliedern dienende Formeisen für Säulen von 92 bis 365 mm inneren Durchmesser und mit Wandstärken von 3 mm an; die größten Profile haben Wandstärken von 10 bis 32 mm. Die erhältliche Säulenlänge reicht meist bis zu 12 m, obwohl das betreffende Werk selbst Längen bis zu 25,6 m ohne Anstand herstellen kann.⁴⁸⁾ Nach dem diese Säulen fabrizierenden Werke erhielten dieselben den Namen Phönix-Säulen. Die Textfiguren stellen zwei Profile der Phönix-Säulen dar; es gelangen jedoch auch 5-, 7- und 8-teilige Säulen zur Ausführung. Die zur Bildung einer Säule zusammensetzenden Formeisen müssen neben anderen die Güte des Walzproduktes bezeugenden Eigenschaften insbesondere die geometrische Form genau einhalten; namentlich ist es erforderlich, daßs die Flantschen ebene und genau radiale Flächen bilden, da sonst die aneinanderstossenden Segmente nicht gut zusammenpassen und entweder die Anwendung von ausfüllenden Futterblechen zwischen den Flantschen oder doch ein gewaltsames Zusammenspannen erheischen würden. Im letzten Falle werden die zur Verbindung angewendeten Niete in ungünstiger Weise beansprucht, sodaßs eine Lockerung derselben eintreten könnte. Die Anwendung der Phönix-Säulen ist überall dort am Platze, wo

Fig. 22.



gedrückte Konstruktionsteile, die besonders Widerstand gegen Einknicken leisten sollen, herzustellen sind.

Das deutsche Normalprofil-Buch bringt in seiner dritten Auflage auch Normalprofile für Quadrant-Eisen. Diese erhielten Flantschenbreiten von $b = 0,2 R + 25$ mm, wo R den mittleren Halbmesser der Röhre bezeichnet; des weiteren ist: $r = 0,12 R$; $\rho = 0,06 R$, vergl. Fig. 22.

Das Trägheitsmoment des Querschnittes einer aus Quadrant-Eisen gebildeten Röhre kann, genau genug, berechnet werden aus:

$$J = \pi \delta_1 R^3 + \frac{4}{3} b \delta \left[b^3 + \delta^2 + \frac{3}{4} (2R + \delta_1)(2R + \delta_1 + 2b) \right].$$

⁴⁸⁾ Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1876. Gleim. Über amerikanische Brückenbauten.

Schließlich sei bemerkt, daß die Besprechung derjenigen Eisensorten, welche bei der Herstellung der Bahnunterlagen der Straßenbrücken Verwendung finden, also der sogen. Zores- oder Ω -Eisen (Belag-Eisen), der trogförmig profilierten Formeisen u. s. w., dem VIII. Kapitel zugewiesen ist, und daß bei Erörterung der Hängebrücken (Kap. XIII) sich Gelegenheit finden wird, über Draht und Drahtkabel das Erforderliche mitzuteilen.

Litteratur.

- Maurer. Die Formen der Walzkunst und das Façoneisen. Stuttgart 1865.
 Heinzerling u. Intze. Deutsches Normalprofil für Walzeisen. 2. Aufl. Aachen 1881; 3. Aufl. 1886.
 Zimmermann. Über Trägerquerschnitte von möglichst großem Widerstandsmomente. Centralbl. d. Bauverw. 1887, S. 103.
 Zimmermann. Vorteile, welche schiefwinklige Winkelleisen bei Druckstäben gewähren. Centralbl. d. Bauverw. 1887, S. 36.
 Mehrrens. Eisen und Eisenkonstruktionen. Berlin 1887. (Abschnitt C. Formgebung des Eisens. Anhang. Tabellen über Abmessungen, Gewichte und Tragfähigkeit verschiedener Formeisen.)

§ 13. Verbindungsmittel.

Die Vereinigung stab- oder bandförmiger Konstruktionselemente zu Konstruktionsgliedern und dieser wieder zu einem Brückenträger erfolgt durch besondere „Verbindungsmittel“.

Die üblichen Verbindungsmittel sind, — von den Keilverbindungen abgesehen, — cylindrische Eisenkörper, welche durch die zu vereinigenden Teile greifen und in ihrer Lage mittels besonderer Vorrichtungen oder vermöge geeigneter Gestaltung der Enden derart erhalten bleiben, daß ein widerstandsfähiges Ganzes entsteht. Handelt es sich sonach um die Herstellung eines aus verschiedenen Konstruktionselementen zusammengesetzten Konstruktionsgliedes, so muß die Verbindung eine derartige sein, daß unabhängige Lage und Formänderungen (Verschiebungen) der einzelnen Elemente verhindert werden, sodaß ein inniger Zusammenhang bedingt und ein einheitlicher Festigkeitswiderstand des Konstruktionsgliedes erzielt wird. Es fällt dann den Verbindungsmitteln die besondere Aufgabe zu, die verschiedenen, in den verbundenen Elementen auftretenden Spannungen aufzunehmen und zu übertragen. Infolge ungleichmäßiger Längsspannungen der einzelnen verbundenen Elemente tritt insbesondere das Bestreben zu ungleichmäßigen Längsverschiebungen auf; die Verbindungsmittel werden daher vornehmlich gegen diese Verschiebungen Widerstand zu leisten haben. — Zur Erreichung dieses Zweckes ist es erforderlich, daß zwischen dem zu Verbindenden und den Verbindungsmitteln ein möglichst genauer Anschluß bestehe und die Lage der Verbindungsmittel gegen das Verbundene gesichert bleibe. Es ist einleuchtend, daß die zu dem Verbindenden normale Lage der Verbindungsmittel, ferner die cylindrische Querschnittsform derselben und damit die entsprechend kreisförmige Form der Bolzenlöcher am zweckmäßigsten ist.

In erster Linie erscheint der „Schubwiderstand“ (Scherfestigkeit) des Materiales der Verbindungsmittel in Anspruch genommen, deren Querschnittsgröße, Anzahl und Anordnung durch den Vergleich des zu äußernden Widerstandes mit den aktiv auftretenden Schubkräften nach statischen und konstruktiven Grundsätzen zu bestimmen sind.

Konstruktion der Verbindungsmittel. Zur Erzielung des innigen Anschlusses der Verbindungsmittel an die zu verbindenden Teile werden hauptsächlich zweierlei verschiedene Ausführungsarten angewendet; es sind dies:

1. eine genaue mechanische Herstellung und sorgfältige Ausführung durch Abdrehen der Bolzen und Ausbohren der entsprechenden Bolzenlöcher,
2. die Ausfüllung des Bolzenloches mit einem eingesetzten und dann durch Stauchung erbreiterten Bolzen.

Zur Festlegung der Bolzen in ihrer Lage gegen die verbundenen Teile werden, je nach Konstruktionsart der Bolzen, verschiedene Vorkehrungen getroffen. Bei genau bearbeiteten größeren Bolzen finden meist Schraubenmutter, die an beiden mit eingeschnittenen Gewinden versehenen Bolzenenden angebracht sind, Anwendung (Scharnierbolzen). Kleinere Bolzen „Schraubenbolzen“ erhalten meist einerseits einen Schraubenkopf, anderseits die entsprechende Schraubenmutter. In selteneren Fällen kamen abgedrehte Bolzen mit durch Stauchung erbreiterten Enden (kalte Vernietung) im Brückenbau zur Anwendung.

Die gestauchten Bolzen — die „Niete“ — erhalten beiderseits erbreiterte knopfförmige Enden, „Köpfe“, von welchen der eine am Bolzen bereits vor der Verwendung angestaucht, der zweite erst während der Stauchung des Bolzens ausgebildet wird.

Man unterscheidet demnach Scharnierbolzen, Schraubenbolzen und Niete.

1. Die Scharnierbolzen.

Genau bearbeitete, abgedrehte Eisencylinder kommen mit Durchmessern von 60 bis 165 mm, und mitunter mit beträchtlichen Längen (bis zu 1500 mm) zur Anwendung. Die Enden derselben sind meist mit Schraubengewinden und Muttern versehen. Die Scharnierbolzen werden zur Herstellung der Verbindung von Konstruktionsgliedern stets einzeln angeordnet und geben hierdurch der Verbindung selbst einen scharnierartigen Charakter. Im amerikanischen Brückenbau gelangen derartige Konstruktionen für die Knotenverbindungen bei Fachwerk- und Gitterbrücken fast ausschließlich zur Anwendung.

Das Material der Bolzen, welche nicht bloß Schubwirkungen, sondern oft auch Biegungen zu erleiden haben, muß von vorzüglicher Qualität sein; insbesondere eignet sich hierzu ein festes, nicht zu weiches Eisen. In Amerika benutzt man zu diesem Zwecke eigens kalt gewalztes, sehniges Eisen.

2. Die Schraubenbolzen.

Diese sind cylindrisch oder mit schwachem Konus ($\frac{1}{100}$) abgedreht, einerseits mit einem angestauchten, vier- oder sechskantigen oder auch cylindrischen Kopfe, anderseits mit einem scharfgängigen Gewinde und der normalen Schraubenmutter versehen.

Die Schraubenbolzen haben die Bestimmung, die zu verbindenden Eisenteile auch in der Bolzenrichtung fest zusammen zu halten und aneinander zu pressen. Sie unterscheiden sich hierdurch von den Scharnierbolzen, bei welchen die angebrachten Schraubenmutter bloß den Zweck der Sicherung der Bolzenlage zu erfüllen haben. Kopf und Mutter der Schraubenbolzen erhalten demnach die gewöhnlichen Dimensionen der Befestigungsschrauben.

Im Brückenbau, im besonderen jedoch zur Verbindung von Konstruktionsbestandteilen werden Schraubenbolzen von 18 bis 35 mm Durchmesser angewendet.

Der Durchmesser der Schraubenbolzen muß mit der Dicke der Platten in einem bestimmten Verhältnisse stehen, damit der Druck auf die Lochwand bzw. auf die gepresste Schaftfläche keine bleibenden Formänderungen daselbst hervorbringe. Überschreitet der auftretende Flächendruck eine gewisse, von der Härte der Materialien abhängige Grenze, so entsteht ein Aufstauchen der Lochränder, bzw. ein Eindringen des Schaft-

mantels. Gerber hat durch Versuche ermittelt, daß Drücke von 43 bis 60 kg f. d. qmm der geprefsten Lochwand bleibende Formänderungen der Löcher zur Folge hatten und bestimmt das Verhältnis der Scherfläche des Bolzens zur gedrückten Lochwand (die Projektion der gedrückten Lochwand $= d\delta$) aus:

$$\frac{\pi d^2}{4} : d\delta = 40 : 16 = 10 : 4, \text{ d. h. } d\delta = 0,4 \left(\frac{\pi d^2}{4} \right); \text{ hieraus würde } \frac{d}{\delta} = \frac{10}{\pi} = 3,2 \text{ folgen.}$$

Nach Schwedler's Annahme darf der Druck auf die ebene Projektion der Rückwand des Loches 10 kg f. d. qmm betragen, demnach würde bei einschnittigen Bolzen, die mit 6 kg f. d. qmm auf Abscherung in Anspruch genommen sind:

$$10 \cdot \delta d = 6 \cdot \frac{\pi d^2}{4} \text{ und hiernach } \frac{d}{\delta} = 2,1 \text{ sich ergeben.}$$

Nach amerikanischen Vorschriften soll der Oberflächendruck auf die halbe Cylinder-Innenfläche des Bolzen-Auges nicht mehr als 8000 bis 10000 Pfund f. d. Quadratzoll, d. i. 562 bis 703 kg f. d. qcm betragen.

Wenn angenommen werden darf, daß die Berührung zwischen den Bolzen und dem Bolzenloche in einem Halbkreiscylinder stattfinde, so ergibt die theoretische Berechnung für den maximalen Druck der Flächeneinheit: $k_{\max} = \frac{2D}{\pi r \delta}$; wobei D der Gesamtdruck, den der Bolzen gegen die Lochwand ausübt, r der Halbmesser des Bolzens und δ die Höhe des Berührungscylinders ist.

Bei einschnittigen Bolzen ist $D = \pi r^2 t$; wo t die Beanspruchung auf Scherfestigkeit bedeutet. Hiernach ist auch

$$k_{\max} = 2r \frac{t}{\delta} = d \frac{t}{\delta} \text{ oder } \frac{d}{\delta} = \frac{k_{\max}}{t}.$$

Bei zweischnittigen Bolzen würde dann folgen: $\frac{k_{\max}}{t} = 2 \frac{d}{\delta}.$

Nimmt man als größten zulässigen Stauchdruck $k_{\max} = 1400 \text{ kg f. d. qcm}$ und für die zulässige Scherfestigkeit $t = 600 \text{ kg f. d. qcm}$ an, so ergäbe sich

$$\text{im ersten Falle: } \frac{d}{\delta} = \frac{7}{3} = 2,3,$$

$$\text{im zweiten Falle: } \frac{d}{\delta} = 1,16 = 1,2.$$

Obwohl die Schraubenbolzen in den weitaus meisten Fällen Schubwirkungen zu widerstehen haben, so kommt dennoch auch die axiale Längsspannung derselben infolge des Anziehens der Muttern zur Geltung.

Das Material der Schraubenbolzen muß, entsprechend der Wirkungsäußerung der Bolzen, von vorzüglicher Qualität sein; am besten würde hierfür Feinkorneisen — unter Umständen auch Stahl — geeignet sein. Bei Ausführung der Verbindungen mit Schraubenbolzen ist Sorge zu tragen, daß die Muttern nicht mit der Zeit lose werden, weshalb geeignete Sicherungen oder Verstemmen der Gewinde nach wiederholtem Anziehen der Muttern vorzunehmen sind.

Es ist selbstverständlich, daß die Bolzenlöcher genau und übereinstimmend gebohrt, bei konischen Bolzen mittels entsprechend konisch geformter Reibahlen ausgerieben werden müssen. Die exakt abgedrehten Bolzen sollen rein geschnittene Gewinde mit reinen, vollen Kanten und gut passenden Muttern haben.

Anwendung finden die Schraubenbolzen sowohl zur Verbindung von Konstruktionselementen zu Konstruktionsgliedern wie der letzteren zu konstruktiven Gebilden. Auch zur Verbindung von Konstruktionsteilen, wo die Verbindungsmittel in ihrer Achsenrichtung auf Zug in Anspruch genommen erscheinen, wie dies z. B. bei Verbindungen der

Längsträger mit den Querträgern der Fall ist, sind Schraubenbolzen am besten geeignet. Überall dort, wo Nietung nicht anwendbar, insbesondere, wo Nietstärken von mehr als 25 m angeordnet werden müssen oder die Länge der Nietbolzen 90 mm überschreitet, können Schraubenbolzen vorteilhaft benutzt werden.⁴⁹⁾

3. Die Niete.

Die Niete sind aus unbearbeitetem Handelsrundeisen hergestellte, in selteneren Fällen cylindrisch oder mit schwachem Konus abgedrehte Bolzen, die an einem Ende einen bereits vorgebildeten Kopf — „Setzkopf“ — erhalten, wogegen der zweite Kopf — der „Schließkopf“ — erst nach Einführung des Nietbolzens in das Nietloch durch Stauchung und Formung des vorragenden Schaftes erzeugt wird. Je nachdem abgedrehte oder unbearbeitete Niete zur Verwendung kommen, ist das Verfahren beim Nieten verschieden.

Im ersten Falle wird der Anschluß des Nietschaftes an die Nietlochwände infolge der genauen Bearbeitung erzielt; die Niete werden im kalten Zustande gesetzt und in diesem deren Schließkopf gebildet. Es findet hier die sogen. „kalte Vernietung“ statt.

Im zweiten Falle — der „warmen Nietung“ — werden die Niete in hellglühendem Zustande in die Nietlöcher eingeführt, daselbst mittels eines Gegenhalters oder Nietstockes festgehalten, an die zu vernietenden Eisen angepreßt und durch Hammerschläge, die in der Achsenrichtung des Schaftes erfolgen, im Nietloche derart gestaucht, daß der so erbreiterte Schaft das Nietloch möglichst vollständig ausfüllt. Hierauf wird der Schließkopf aus dem noch vorstehenden Schaft durch Breithämmern und mittels eines aufgesetzten Kopfgesenkes, des „Schelleisens“, geformt. Gewöhnlich wird gefordert, daß nach Vollendung der Arbeit der Schließkopf in seiner Mitte noch einen dunkelrot glühenden Punkt zeige.

Damit das Stauchen des Schaftes ein vollständiges werde, ist es erforderlich, daß das Gewicht der Stauchhämmer in einem bestimmten Verhältnisse zu dem Durchmesser und der Länge des Nietes stehe. Ein gleiches gilt vom Gewichte der Zuschlaghämmer für die Formung des Schließkopfes. Durch Anwendung von Nietmaschinen wird die Operation des Nietens nicht bloß bei weitem rascher, sondern auch vollkommener. Insbesondere günstig wirken jene Maschinen, welche mittels eines starken, ruhigen Druckes, ohne Stoß, das Nieten bewerkstelligen. Die warme Nietung erfordert es, daß die Nietschäfte in ihrem Durchmesser etwas schwächer, als die Nietlöcher gehalten werden, damit man den glühenden Niet einführen kann. Man nimmt hierzu in der Regel den Bolzendurchmesser um $\frac{1}{20}$ schwächer.

Die Form und GröÙe des Nietkopfes ist mit Rücksicht auf Zweckmäßigkeit zu bestimmen. Jedenfalls wird die Form die eines Rotationskörpers sein. Die Abmessungen desselben müssen im Verhältnisse zu den Widerstandsaüßerungen des Nietes stehen. Der Niet, insbesondere der warm geschlagene, hat infolge der Zusammenziehung des Eisens beim Erkalten meist sehr beträchtliche Längenspannungen zu ertragen; es muß daher die Höhe des Kopfes, im verlängerten Schaftmantel gemessen, zum mindesten eine solche GröÙe erhalten, daß ein Abscheren der Kopfränder verhindert wird.

Stellt man die Bedingung, daß der Widerstand gegen Abscheren der Kopfränder gleich dem Widerstand des Schaftes gegen Zugspannung werde, so ergibt sich:

$$\frac{\pi d^2}{4} \cdot s = \pi \cdot d \cdot h \cdot t, \text{ woraus die Kopfhöhe } h = \frac{d}{4} \cdot \frac{s}{t} \text{ folgt,}$$

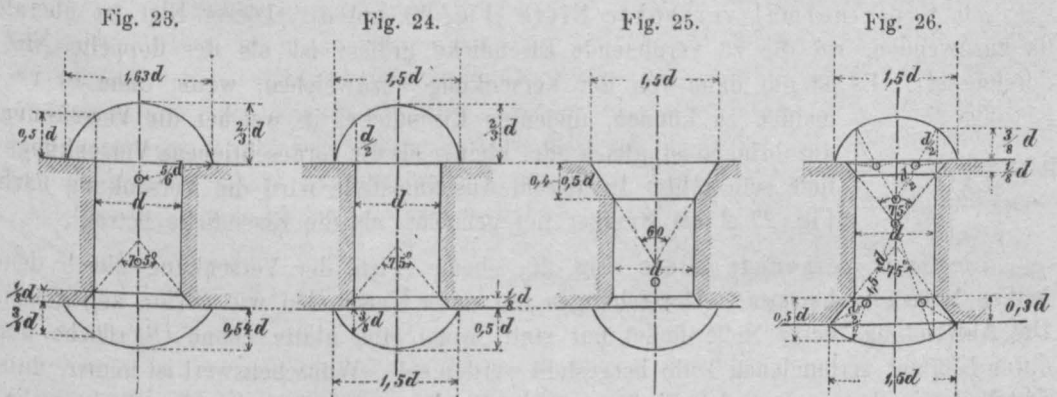
wobei d den Durchmesser des Nietschaftes, s die Zug- und t die Schubfestigkeit des

⁴⁹⁾ Vergl. Organ f. d. Fortschr. d. Eisenbahnw. 6. Supplementband. Wiesbaden 1878, S. 101.

Eisens bedeuten. Für $\frac{s}{t} = \frac{5}{4}$, würde $h = 0,31 d$ folgen. Gewöhnlich wird jedoch $h = 0,5 d$ gemacht.

Zur Bestimmung der Größe des um den Schaft vorstehenden Kopfrandes kann die Bedingung gelten, daß der spezifische Druck daselbst gleich der Spannung im Schaft werde, also $\frac{\pi}{4} d^2 = \frac{\pi}{4} (D^2 - d^2)$, woraus sich der Durchmesser des äußeren Kopfrandes $D = d \sqrt{2} = 1,4 d$ berechnet. Der hierfür gebräuchliche Wert ist dagegen $D = 1,5 d$.

Der Anschluß des Kopfes an den Nietschaft wird entweder unvermittelt, durch scharfen Absatz oder mittels Einschaltung eines niederen Zwischenkegels — der „Versenkung“ — bewerkstelligt. Versuche, die beim Baue der Dirschauer Brücke über die Zweckmäßigkeit verschiedener Nietkopfformen angestellt wurden, ergaben, daß die Anordnung von Versenkungen durchaus zweckmäßig sei. Obwohl schon die Erwägung, daß die zur Formung des Kopfes nötige Niederstauchung der Eisenmasse um einen rechten Winkel unmöglich für die Festigkeit des Kopfes vorteilhaft sein könne und deshalb für einen vermittelten Übergang vom Schaft zum Kopfe spricht, so haben dies auch die Dirschauer Versuche vollends bestätigt, indem sich ergab, daß bei Anwendung von Versenkungen der Bruch durch Reißen des Nietschaftes nahe in dessen Mitte, bei Nieten ohne Versenkung jedoch stets am Kopfansatze erfolgte. Die Versenkung entspricht daher jedenfalls einer wesentlichen Verstärkung des Nieten und sollte namentlich bei stark beanspruchten Nieten nie fortgelassen werden. Die eben erwähnten Versuche ergaben, daß die Tiefe der Versenkung mit $\frac{1}{10}$ bis $\frac{1}{8} d$ vollständig genüge. Der Winkel des Versenkungskegels liegt meist zwischen 60 bis 80°.



Im Brückenbau werden vornehmlich die folgenden Formen für die Nietköpfe angewendet:

1. Der Kugelabschnitt (Fig. 23). Wird keine Versenkung angeordnet, so ist der Körperinhalt des Kopfes $V = \frac{\pi}{6} \left(\frac{3}{4} D^2 + H^2 \right) H$, wo D der Durchmesser des Kopfrandes und H die Höhe des Nietkopfes bedeutet. Setzt man $H = \frac{2}{3} d$ und die Höhe im Schnitte des Nietkopfes mit dem Cylindermantel des Bolzens $h = 0,5 d$, so ergibt sich $D = 1,632 d$ und der Inhalt des Kopfes $V = 0,851 d^3$. Das Gewicht desselben ist dann: $G = 0,0066 d^3 \text{ kg}$ (d in cm). Ist eine Versenkung vorhanden und ist deren Tiefe $v = \frac{1}{8} d$, so wird $D = 1,56 d$, der Inhalt des Kopfes $V = 0,601 d^3$ und dessen Gewicht $G = 0,00463 d^3 \text{ kg}$.

2. Der ellipsoidische Kopf (Fig. 24, oben). Aus der Gleichung der erzeugenden Ellipse ergibt sich: $\frac{d^2}{D^2} + \frac{h^2}{H^2} = 1$. Hieraus folgt für $D = 1,5 d$ und $H = \frac{2}{3} d$, $h = 0,497 d$, der Inhalt $V = \frac{\pi}{4} d^3 = 0,785 d^3$ und das Gewicht $G = 0,00605 d^3 \text{ kg}$. Bei einer Versenkung $v = \frac{d}{8}$ ist für die Annahme $h = \frac{d}{2}$, $D = 1,51 d$, $V = 0,5984 d^3$ und $G = 0,00461 d^3 \text{ kg}$. In Fig. 26, oben ist die Kopfform der bei der Dirschauer Brücke angewendeten Niete dargestellt. Für diese ist: $D = 1,5 d$, $h = 0,509 d$, $V = 0,584 d^3$ und $G = 0,0045 d^3 \text{ kg}$.

3. Der ganz versenkte Kopf (Fig. 25, oben) entspricht der Form nach einem abgestumpften Kegel, dessen grössere Grundfläche mit der Oberfläche des vernieteten Eisenteiles zusammenfällt. Hier ist $H = v = 0,4 d$ bis $0,5 d$; $D = 1,5 d$.

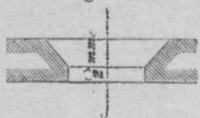
4. Der halb versenkte Kopf (Fig. 26, oben und Fig. 23 bis 26, unten) besteht aus einem über die Oberfläche des vernieteten Eisenteiles vorstehenden Körper und dem einer beträchtlicheren Versenkung entsprechenden Kegelstumpf. Die Versenkungstiefe ist $v = 0,3 d$; $h = 0,5 d$ und $D = 1,5 d$.

Mit Beibehaltung der beim Baue der Dirschauer Brücke gebrauchten Benennungen ergeben sich für die Anwendung der versenkten Niete die folgenden Regeln:

a. Klein-normal versenkte Niete (Fig. 26, oben). Für die Verwendung dieser Niete gilt als Regel: Wenn beide Nietköpfe voll sind, so darf die Nietlänge zwischen den Köpfen — gleich der zu vernietenden Eisendicke — nicht grösser sein, als der doppelte Durchmesser des Nietes. Geringe Überschreitung ausnahmsweise.

b. Gross-normal versenkte Niete (Fig. 26, unten). Dieser Niet ist überall da anzuwenden, wo die zu vernietende Eisendicke grösser ist als der doppelte Nietdurchmesser. Es ist nur dann von der Versenkung abzuweichen, wenn, ohne es vermeiden zu können, diejenige Eisendicke, in welcher die Versenkung anzubringen ist, gleich oder kleiner als die vorgeschriebene Versenkungstiefe sein sollte. In diesem Ausnahmefalle wird die Versenkung nach Fig. 27 2 mm weniger tief gemacht, als die Eisendicke beträgt.

Fig. 27.



c. Ganz versenkte Niete (Fig. 25, oben). Tiefe der Versenkung gleich dem halben Bolzendurchmesser. Abweichungen nur unter Umständen wie vorhin angegeben. Die Anwendung dieser Niete findet nur statt, wenn eine glatte ebene Oberfläche der durch Nietung verbundenen Teile hergestellt werden soll. Wünschenswert ist immer, daß der Niet nur dann verwendet wird, wenn die Nietlänge den doppelten Durchmesser bedeutend überschreitet.

Zur Herstellung des Kopfes und zur Stauchung des Nietbolzens ist eine Mehrlänge des Nietschaftes von $1,3 d$ bis $1,7 d$, im Mittel von $1,5 d$ erforderlich.

Die im Brückenbau gebräuchlichen Dimensionen der Niete bewegen sich für den Bolzendurchmesser zwischen 15 bis 26 mm. Die Länge des Nietschaftes (zwischen den Köpfen) bis zu 4 Durchmessern höchstens. Niete mit Längen von $4 d$ lassen sich schon schwer gleichmässig stauchen und können infolge allzu grosser Längsspannung auch reißen.

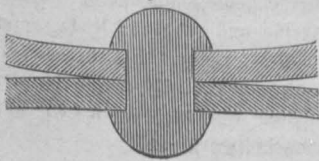
Die Einzelheiten der Kopfformen sind keineswegs von untergeordneter Bedeutung, da die Güte der Nietung auch hiervon mit abhängt. Je vollkommener die Gestalt des Nietes — insbesondere des Nietkopfes — den im Niete auftretenden Spannungen entspricht, um so zweckmässiger und verlässlicher wird auch die damit hergestellte Verbindung sein. Die beträchtlichen Längsspannungen im vollendeten Niete gelangen zu-

nächst an den Kopfansätzen zur Äußerung. Die oben erwähnten Versuche beim Baue der Dirschauer Brücke haben den Einfluß der Kopfform auf die Festigkeit des Nietes hinlänglich festgestellt. Es ist geraten, derartige Kopfformen zu wählen, daß die Längsspannungen im Niete möglichst unschädlich werden. Je größer die Gesamtdicke der zu vernietenden Eisenteile ist, desto größer ist der dem sich zusammenziehenden Niete entgegengesetzte Widerstand, also auch dessen Längsspannung. Es ist demnach angezeigt, die Versenkungstiefen mit der Länge der Nietbolzen zunehmen zu lassen; es wird damit erreicht, daß der zu stauchende, zwischen den Köpfen befindliche Teil kürzer und die absolute Länge der Zusammenziehung verringert wird. Die zu wählende Form des Nietkopfes würde sonach von der Länge des Nietbolzens, beziehungsweise der Gesamtdicke der zu vernietenden Eisen abhängig sein.

Über die Längsspannungen im Nietschafte ist Folgendes zu bemerken. Infolge des Erhaltens eines im glühenden Zustande eingezogenen und geschlagenen Nietes treten bei behinderter Zusammenziehung desselben durch den Widerstand der vernieteten Eisen Längsspannungen im Niete selbst auf, deren Größe abhängig ist von dem Unterschiede der Temperatur des erkalteten Nietes gegen jene, bei welcher die Zusammenziehung begann, ferner von dem Widerstande der vernieteten Eisen und dem Ausdehnungs- und Elasticitäts-Koeffizienten des Nietes.

Der hellglühend eingezogene Niet teilt während des Stauchens den umgebenden Eisenmassen einen Teil seiner Wärme mit und veranlaßt deren Ausdehnung, welche einer Verlängerung des Nietes entspricht. Nach Vollendung des Schließkopfes findet die wirksame Zusammenziehung des Nietes, gleichzeitig jedoch auch jene der umgebenden Eisenteile statt und es ist die Temperaturdifferenz des Nietes gegen jene der unmittelbaren Umgebung maßgebend für die Spannung des Nietschaftes. Außerdem ist die Zusammendrückbarkeit der vernieteten Eisenteile, insbesondere der Spielraum zwischen den verschiedenen übereinander befindlichen Eisenplatten, von wesentlichem Einfluß auf die Spannung. Wenn angenommen wird, daß die Temperatur des vollendeten Nietes etwa 500°C . (im Dunkeln glühend), die der Umgebung, d. i. allenfalls jenes Teils, der dem von den Kopfrändern gefaßten Hohleylinder entspricht, etwa 400°C . betrage, so würden die vernieteten Teile mit der Kraft: $P = \frac{1}{80000} \cdot 100^{\circ} \cdot E = \frac{1}{800} E$ f. d. qcm Nietquerschnitt zusammengepresst werden müssen und der angenommenen Temperaturdifferenz würde eine Zusammenziehung des Nietbolzens von $\frac{1}{800}$ seiner Länge entsprechen. Wenn

Fig. 28.



jedoch bedacht wird, daß zwischen den übereinander liegenden Platten Zwischenräume bestehen, so verringert sich der Widerstand der gepressten Teile, indem die zusammendrückende Kraft des erkaltenden Nietes vielmehr eine Verkleinerung dieser Zwischenräume durch eine centrale Biegung der Platten und den Niet herum hervorbringt (Fig. 28).

Wenn man die Größe des Zwischenraumes zwischen zwei Platten mit nur $\frac{1}{20}$ eines Millimeters annimmt, so würde bei Vernietung zweier Platten von zusammen 20 mm Stärke, die Größe der Zusammenziehung des Nietes bei etwa 200° Temperaturdifferenz gerade ausreichend sein, um die Platten an dem Niete zur Berührung zu bringen. Die Spannung des Nietbolzens entspräche dann dem Biegungswiderstande der Platten und dieselbe ist jedenfalls viel geringer, als gewöhnlich angenommen wird. Nur bei Verbindung mehrerer Plattenlagen oder bei verhältnismäßig sehr dicken Platten kann der Biegungswiderstand derselben beträchtlicher und mithin die Spannung der Nietbolzen bedeutender werden.

Hiernach erscheinen die Niete durch elastische Federung der vernieteten Eisenplatten gespannt. Die Größe der Spannung selbst könnte aus Versuchen, die zur Ermittlung der Reibung bei vernieteten Stäben angestellt wurden, beurteilt werden. Nach Lavaley's bezüglichen Versuchen ergab sich für diese Reibung der Mittelwert von 15,8 kg f. 1 qmm des Nietquerschnittes bei zwei Reibungsflächen, somit 7,9 kg f. 1 qmm für einfache Reibung. Versuche Harkort's ergaben für die Reibung 0,176 der Zugfestigkeit, d. i. ca. 7,3 kg f. 1 qmm, also Werte, die mit Lavaley's Resultaten ziemlich übereinstimmen. Unter Annahme eines Reibungskoeffizienten von 0,3 ergäbe sich hiernach eine mittlere Spannung des Nietes von 25 kg f. 1 qmm.

Die Ursache der Längsspannungen der Niete liegt, wie oben bemerkt, in der Differenz der Temperatur des frisch vollendeten Nietes gegen jene seiner unmittelbaren metallischen Umgebung und der durch dessen Abkühlung hervorgerufenen Zusammenziehung. Da nun diese Temperaturdifferenz vornehmlich von der Temperaturhöhe des Nietbolzens während seines Stauchens abhängt, so ist auch jene Längsspannung im erkaltenden Niete durch diese Stauchungstemperatur bedingt.

Die Größe des Einflusses der Stauchungstemperatur auf den Gleitwiderstand und die Scherfestigkeit bei einer Nietverbindung zeigt eine Reihe von Versuchen, welche Considère in den Ann. des ponts et chaussées 1886, S. 98 u. ff. mitteilt. Die Resultate dieser Versuche sind im kurzen die folgenden:

a. Bei Handnietung. Wenn die Stauchtemperatur zwischen 1000° (hellkirschrot) und 800° (beginnendem Kirschrot) lag, so betrug der Gleitwiderstand f. d. qmm des Nietquerschnittes etwa 10 kg; derselbe nahm zu bei abnehmender Stauchtemperatur und erreichte das Maximum von 15 kg für die Stauchtemperatur von etwa 600° (fast verschwindendes Rot), von wo ab derselbe immer mehr und mehr mit der Temperatur abnahm und geringer wurde als 5,1 kg für kalt geschlagene Niete. Die Scherfestigkeit betrug 30,1 kg f. d. qmm solcher Niete, deren Stauchtemperatur 1000° bis 900° (kirschrot) war; sie erhob sich progressiv auf 31,2 36,9 38,1 kg und erreichte das Maximum von 41,2 kg f. d. qmm bei der Stauchtemperatur von 500° (im Dunkeln glühend). Von da an fällt der Scherwiderstand mit der abnehmenden Stauchungstemperatur und sinkt auf 32,4 kg bei kalt gesetztem Niete.

b. Mit der Presse gestauchte Niete. (Der Druck betrug ungefähr 100 kg f. d. qmm des Nietquerschnittes.)

Der Gleitwiderstand ergab sich, wie im früheren Falle, bei der Stauchtemperatur von Hellkirschrot nahe an 10 kg und bei kalt gestauchten Nieten etwas kleiner als 5 kg f. d. qmm. Er erhob sich jedoch auf 16 und 17 kg für die Stauchtemperatur des beginnenden Kirschrot und des Dunkelrot. Die Scherfestigkeit fand man nahe an 32 und 33 kg für Niete, die sehr heiß und sehr kalt gesetzt wurden; sie erhob sich jedoch bis nahe an 40 kg für solche, deren Stauchtemperatur das verschwindende Rot war.

Den Einfluß wiederholter Anstrengung der Niete in entgegengesetztem Sinne unter Berücksichtigung der jeweiligen Stauchungstemperatur zeigte eine neue Versuchsreihe und zwar für Niete, deren Stauchtemperaturen 900° (kirschrot), 700° (dunkelrot) und 650° (sehr dunkelrot) waren. Bei diesen Versuchen, bei welchen der Sinn der Anstrengungen je dreimal wechselte, sank der Gleitwiderstand für den bei 900° gestauchten Niet von 10,8 auf 5,1 kg, für den bei 700° gestauchten von 11,9 auf 9,7 kg und für den bei 650° gestauchten von 15,4 auf 9,7 kg f. d. qmm des Nietquerschnittes herab.

Der schädliche Einfluß wiederholter Anstrengungen in entgegengesetztem Sinne trat somit auch hier deutlich vor die Augen.

Das Material der Niete muß von ausgezeichneter Qualität sein; am besten eignet sich feinsehniges zähes Eisen und für kalt zu setzende Niete Feinkorneisen. Über die Proben, welche gutes Nieteisen bestehen muß, vergleiche man § 4 und über die Einzelheiten der Ausführung der Vernietungen § 8 des XVI. Kapitels.

C. Allgemeine Anordnung der eisernen Brücken.

Die Paragraphen 14, 16 u. 22 sind von Prof. Landsberg, die Paragraphen 17 bis 21 von Prof. Brik bearbeitet; § 15 ist ein Beitrag des Professors Fr. Steiner in Prag.

§ 14. Gröfse und Zahl der Öffnungen.

Allgemeine Regeln dartüber, welche Gröfsen den einzelnen Öffnungen einer eisernen Brücke gegeben werden sollen, bezw. welche Öffnungszahl bei gegebener Gesamt-Lichtweite zu wählen ist, können nicht aufgestellt werden; es sind in jedem besonderen Falle die örtlichen und sonstigen Verhältnisse von hervorragender Bedeutung.

Die Herstellung von Zwischenpfeilern kann auf gewisse Längen wegen ungünstiger Gründungsverhältnisse oder weil der Fluß zu reißend ist, unmöglich oder mit übermäßig großen Kosten verbunden sein (wie z. B. bei dem Niagara), oder es kann die Lage der Baustelle mit zwingender Gewalt dazu führen, daß man die Pfeiler an ganz bestimmten Stellen erbauen muß. Letzteres tritt unter anderem ein, wenn im Strome für die Erbauung der Pfeiler besonders geeignete Inseln oder flache Stellen vorhanden sind, während derselbe an allen anderen Stellen bedeutende Tiefen aufweist, wie zum Beispiel die Insel Inchgarvie bei der Brücke über den Firth of Forth.

Bei den schiffbaren Strömen und Meeresarmen ist in hervorragender Weise die Rücksicht auf die Schifffahrt maßgebend; es ist stets eine genügende Weite und Lichthöhe über dem höchsten schiffbaren Wasserstande frei zu halten. Ferner dürfen die Einbauten (Pfeiler u. s. w.) das Abflußprofil nicht in schädlicher Weise beeinflussen, insbesondere keinen schädlichen Stau erzeugen; endlich ist auch der etwa auf dem Strome stattfindende Eisgang bei Abmessung der geringsten auszuführenden Lichtweiten gebührend zu berücksichtigen. Die Entscheidung über die Öffnungsweiten mit Rücksicht auf die erwähnten Gesichtspunkte — Schifffahrt, Durchflußprofil, Eisgang — ist nur in den seltensten Fällen Sache des Brückenbau-Ingenieurs. Gewöhnlich werden dem letzteren in Bezug darauf ganz bestimmte Vorschriften von der Landesbehörde gemacht. Eine Reihe einschlägiger Erfahrungssätze findet man im § 11 des ersten Kapitels dieses Werkes.

Unter Umständen kann auch die Rücksicht auf die Schönheit eine ausschlaggebende Wichtigkeit haben. Während man bei weit weniger wichtigen und monumentalen Bauwerken diese Rücksicht mit Recht an eine sehr hohe Stelle setzt, wird leider vielfach bei dem Entwerfen von Brücken sehr wenig Wert auf die Schönheit des Gesamtbildes gelegt; und doch sind die letzteren Bauwerke von ganz außerordentlicher Bedeutung für die Gegend, in welcher sie erbaut werden, welche das Landschaftsbild sowohl im günstigen, wie ungünstigen Sinne wesentlich beeinflussen können. Vielfach hat man sich damit begnügt, nach Fertigstellung des Entwurfes die Pfeiler und Geländer durch Aufbauten, Türmchen und Ornamente auszuschmücken. Weit wichtiger für das Gesamtbild des Bauwerkes ist aber ohne Frage die richtige Wahl der Öffnungsweiten, die Abwägung der Pfeilerdimensionen gegen diejenigen der eisernen Überbauten; diese Verhältnisse fallen auch in der für die Beurteilung des Ganzen nötigen großen Entfernung vom Bauwerke sofort in die Augen, während die Ornamentierung der Einzelheiten gegenüber den großen Massen des Ganzen aus der Ferne gesehen fortfällt, in

der Nähe gesehen kleinlich wirkt. Aus ästhetischen Gründen empfiehlt sich die Wahl einer ungeraden Anzahl von Öffnungen, wenn nicht etwa die Zahl derselben so groß ist, daß man erst zählen muß, um die Anzahl zu ermitteln. Eine Brücke mit zwei Öffnungen, also mit einem Mittelpfeiler im Strome, wirkt in der Regel unschön, sollte demnach, wenn nicht sonstige zwingende Gründe für diese Einteilung sprechen, vermieden werden.⁵⁰⁾

Die vorgeführten Rücksichten sind solche, welche sich einer allgemeinen Behandlung entziehen und keinesfalls in eine mathematische Formel gebracht werden können. Es kann aber recht wohl der Fall eintreten, daß die örtlichen Verhältnisse es ganz oder nahezu gleichgültig erscheinen lassen, ob man eine große oder geringe Zahl von Öffnungen wählt; es wird eine gewisse Gesamt-Lichtweite verlangt, dabei aber dem Konstrukteur freigestellt, dieselbe in vorteilhafter Weise in einzelne Lichtweiten zu zerlegen. Alsdann wird derselbe namentlich dahin streben müssen, die gestellte Aufgabe mit so geringem Kostenaufwande wie möglich zu lösen.

Die hier zu behandelnde Frage kann demnach folgendermaßen ausgesprochen werden: In welcher Weise muß die gegebene Gesamt-Lichtweite L eingeteilt werden, damit die Gesamtkosten des Bauwerkes ein Minimum werden.

Diese Frage kann unter gewissen vereinfachenden Annahmen mathematisch behandelt werden.

1. Pfeiler aus Mauerwerk, Überbau aus Schmiedeeisen.

Die Kosten des gesamten Bauwerkes setzen sich zusammen aus den Kosten des Unterbaues — also der Mittel- und Endpfeiler (Widerlager) — den Kosten des eisernen Überbaues und denjenigen der Fahrbahn. Die letzteren sind bei den verschiedenen Einzel-Stützweiten nicht verschieden, können also für den Vergleich außer Acht gelassen werden. Je größer die Zahl der Öffnungen wird, je kleiner sich also die einzelnen Stützweiten ergeben, desto geringer werden die Kosten für den Überbau, desto größer die Kosten für die Pfeiler; dagegen nehmen mit zunehmenden Einzel-Stützweiten die gesamten Pfeilerkosten ab, die Kosten des Überbaues wesentlich zu. Bei irgend einer Öffnungszahl muß die Kostensumme ein Minimum werden.

Es sei die gegebene Gesamt-Lichtweite $= L$, die Anzahl der Öffnungen $= n$, die für alle Öffnungen gleiche Einzel-Lichtweite $= l$, so ist $l = \frac{L}{n}$.

Die Anzahl der Mittelpfeiler ergibt sich zu $(n - 1)$, die Anzahl der Endpfeiler ist zwei.

Das Eigengewicht der Hauptträger des Überbaues für den laufenden Meter der Brücke ist nach § 2 direkt proportional der Einzel-Stützweite λ , und kann geschrieben werden: $g_h = b\lambda$.

Innerhalb der Grenzen $l = 30$ m bis $l = 100$ m, welche hier vorzugsweise in Frage kommen, kann man setzen:

$$\lambda = (\alpha + \beta l) \text{ Meter,}$$

wo $\alpha = 1,0$ und $\beta = 1,01$ ist; sodann wird

$$g_h = b(\alpha + \beta l).$$

Die einzusetzenden Werte von b sind für die verschiedenen Systeme in § 2 entwickelt. Man erhält

$$b = \frac{(\alpha + p)}{\rho - \lambda}.$$

⁵⁰⁾ Man vergleiche hierzu den § 2 des VI. Kapitels.

In diesem Ausdruck bedeutet a das Gewicht der Fahrbahn und p die gleichmäßig über die ganze Öffnung verteilte Verkehrslast f. d. lfd. m der Brücke, ρ eine Konstante, welche vom Trägersystem abhängt.

Bezeichnet man weiter das auf den laufenden Meter der Brücke entfallende Eisengewicht, soweit es dem Fahrbahngerippe angehört, mit a_1 , so ist das Eisengewicht f. d. lfd. m der Brücke:

$$g_{\text{eisen}} = a_1 + b \cdot \lambda = a_1 + \frac{(a+p)}{(\rho - \alpha - \beta l)} (\alpha + \beta l).$$

Die Länge eines jeden Überbaues ist etwas grösser, als dessen Lichtweite; man kann dieselbe $= \alpha_1 + \beta_1 l$ setzen, sodafs also das Eisengewicht einer ganzen Öffnung beträgt:

$$G_{\text{eisen}} = \left[a_1 + \frac{(a+p)}{(\rho - \alpha - \beta l)} (\alpha + \beta l) \right] (\alpha_1 + \beta_1 l).$$

Innerhalb der Grenzen $l = 30$ m bis $l = 100$ m kann man annehmen:

$$\alpha_1 = 1,4 \text{ m}, \quad \beta_1 = 1,02.$$

Werden schliesslich die Kosten der Tonne eisernen Überbaues, fertig montiert, einschliesslich aller Nebenkosten $= k$ Mark gesetzt, so betragen die Kosten der Eisenkonstruktion in n Öffnungen

$$K_1 = \left[a_1 + \frac{(a+p)(\alpha + \beta l)}{(\rho - \alpha - \beta l)} \right] (\alpha_1 + \beta_1 l) n k.$$

Die Kosten der gemauerten Pfeiler sind von der Stützweite nicht ganz unabhängig; grössere Weiten verlangen im allgemeinen stärkere Pfeiler, als kleinere Weiten. Für kleinere und mittlere Stützweiten wird aber die Pfeilerstärke in überwiegendem Masse durch die Rücksicht auf die Stromverhältnisse — Eisgang, Fundierungstiefe u. s. w. — bedingt, viel weniger durch die Notwendigkeit, einen gewissen Druck ertragen zu müssen; für die stattfindenden Drücke sind die Pfeiler meistens übermächtig stark. Erst bei sehr grossen Öffnungsweiten ist die Grösse der zu tragenden Last auf die Pfeilerstärke von bestimmendem Einflusse.

Für eine Annäherungsrechnung wie die vorliegende kann man demnach die vereinfachende Annahme machen, dafs die Pfeilerstärken von den Stützweiten unabhängig seien; innerhalb der hier meistens in Betracht kommenden Grenzen ist diese Annahme nahezu richtig. Nennt man die Kosten eines Mittelpfeilers P , diejenigen eines Endpfeilers W , so sind die gesamten Kosten des Unterbaues:

$$K_2 = (n-1)P + 2W;$$

demnach die Kosten des ganzen Bauwerkes, wenn noch diejenigen der Fahrbahn f. d. lfd. m der Brücke mit k_r bezeichnet werden:

$$K = (n-1)P + 2W + k_r L + \left[a_1 + \frac{(a+p)(\alpha + \beta l)}{(\rho - \alpha - \beta l)} \right] (\alpha_1 + \beta_1 l) n k \quad . \quad . \quad 30.$$

Da $l = \frac{L}{n}$ ist, so wird:

$$K = (n-1)P + 2W + k_r L + k \left[n a_1 \alpha_1 + a_1 \beta_1 L + \frac{\alpha_1 (a+p)(\alpha n + \beta L)n}{(n[\rho - \alpha] - \beta L)} + \frac{\beta_1 L (a+p)(n\alpha + \beta L)}{(n[\rho - \alpha] - \beta L)} \right].$$

Die Differentiation nach n ergibt die Bedingungsgleichung für denjenigen Wert von n , welcher die Kosten zu einem Minimum macht. Man erhält:

$$n_{\min} = \frac{L}{(\rho - \alpha)} \left\{ \beta + \sqrt{\frac{(a+p) \left[\alpha_1 \beta^2 + \alpha \beta \beta_1 + \frac{\alpha \alpha_1 \beta^2}{(\rho - \alpha)} + (\rho - \alpha) \beta \beta_1 \right]}{\frac{P}{k} + a_1 \alpha_1 + \frac{(a+p) a_1 \alpha_1}{\rho - \alpha}}} \right\}.$$

In § 2 war gefunden, daß ρ für Parallelträger auf zwei Stützen = 230, für Parabelträger auf zwei Stützen = 250 gesetzt werden kann; führt man hier den mittleren Wert $\rho = 240$ ein, ferner für $\alpha, \alpha_1, \beta, \beta_1$ die obigen Werte, so ergibt sich leicht, daß man zunächst das Glied $\frac{\alpha \alpha_1 \beta^2}{\rho - \alpha}$ stets vernachlässigen kann; auch $\alpha_1 \beta^2, \alpha \beta \beta_1$ und $\alpha_1 \alpha_1$, wie $\frac{(a+p) \alpha_1 \alpha_1}{(\rho - \alpha)}$ können gegenüber den anderen Größen als verschwindend klein unbedenklich fortgelassen werden. Man erhält demnach als weniger genauen Wert, wenn noch $\beta = 1$ und $\beta \beta_1 = 1$ gesetzt wird,

$$n_{\min} = \frac{L}{(\rho - \alpha)} \left\{ 1 + \sqrt{\frac{(a+p)(\rho - \alpha)}{\frac{P}{k}}} \right\}.$$

Wird endlich auch α gegenüber ρ vernachlässigt, was unbedingt zulässig ist, so erhält man die einfache Formel:

$$n_{\min} = \frac{L}{\rho} \left\{ 1 + \sqrt{\frac{k \rho \cdot (a+p)}{P}} \right\} \dots \dots \dots 31.$$

Der für n_{\min} gefundene Wert kann nur einen ungefähren Anhalt geben; denn nach der Natur der Sache muß n eine ganze Zahl sein, es ist also nicht möglich, den genauen Wert auszuführen, falls n_{\min} ein Bruch ist. Selbstverständlich wird man stets die dem erhaltenen n_{\min} zunächst liegende ganze Zahl wählen. Daraus folgt aber weiter, daß eine große Genauigkeit gar nicht am Platze ist und deshalb die gewählten Vereinfachungen der Formel zulässig sind. Auf eine weitere Ungenauigkeit möge noch besonders hingewiesen werden; bei der Differentiation ist die Belastung p als eine Konstante eingeführt, während p mit der Stützweite λ , also auch mit der Lichtweite l veränderlich ist (§ 2, S. 9). Für die Ausführung empfiehlt es sich, nach der Ermittlung von n_{\min} Konkurrenzprojekte zu bearbeiten, in denen die verschiedenen Einzel-Lichtweiten zu Grunde gelegt sind. Da aber eine Funktion sich in der Nähe des Minimums nur sehr langsam ändert, so ist eine nicht übermäßig große Abweichung in der gewählten Öffnungszahl von n_{\min} ohne wesentlichen Einfluß auf die Gesamt-Kostensumme.

Die Gesamt-Kostensumme ergibt sich, wenn man in die für K aufgestellte Gleichung 30 die Werte von $\alpha, \alpha_1, \beta, \beta_1$ einsetzt, zu:

$$K = (n-1)P + 2W + k_r L + nk(1,4 + 1,02l) \left(\alpha_1 + \frac{(a+p)(1,0 + 1,01l)}{\rho - 1 - 1,01l} \right),$$

wofür man genau genug schreiben kann:

$$K = (n-1)P + 2W + k_r L + nk(1,4 + 1,02l) \left(\alpha_1 + \frac{(a+p)l}{\rho - l} \right).$$

Da $l = \frac{L}{n}$ ist, so erhält man:

$$K = (n-1)P + 2W + k_r L + k(1,4n + 1,02L) \left(\alpha_1 + \frac{(a+p)L}{n\rho - L} \right) \dots \dots 32.$$

Wird in diese Gleichung der für n_{\min} gefundene Wert eingesetzt, so folgt aus derselben die Minimal-Kostensumme.

Die Einführung des Mittelwertes $\rho = 240$ in die Gleichung 31 ergibt

$$n_{\min} = \frac{L}{240} \left(1 + 15,5 \sqrt{\frac{k \cdot (a+p)}{P}} \right),$$

$$n_{\min} = L \left(0,0042 + 0,065 \sqrt{\frac{k \cdot (a+p)}{P}} \right) \dots \dots \dots 33.$$

Man erhält:

a. Für eingleisige Eisenbahnbrücken:

ohne Bettung auf der Brücke:

Im Mittel: $a = 0,6$ t, $p = 4,0$ t bis $5,4$ t, $(a+p) = 4,6$ t bis $6,0$ t,

$$n_{\min} = L \left(0,0042 + \left\{ \begin{matrix} 0,14 \\ 0,16 \end{matrix} \sqrt{\frac{k}{P}} \right\} \right),$$

je nachdem für $(a + p)$ der obere oder untere Grenzwert eingeführt wird, also Mittelwert

$$n_{\min} = L \left(0,0042 + 0,15 \sqrt{\frac{k}{P}} \right) \dots \dots \dots 34.$$

Mit Bettung auf der Brücke:

Im Mittel: $a = 2,5 \text{ t}$, $p = 4,0 \text{ t}$ bis $5,4 \text{ t}$, $(a + p) = 6,5 \text{ t}$ bis $7,9 \text{ t}$,

$$n_{\min} = L \left(0,0042 + \left\{ \begin{matrix} 0,166 \\ 0,183 \end{matrix} \sqrt{\frac{k}{P}} \right\} \right),$$

je nachdem für $(a + p)$ der obere oder untere Grenzwert eingeführt wird, also Mittelwert

$$n_{\min} = L \left(0,0042 + 0,175 \sqrt{\frac{k}{P}} \right) \dots \dots \dots 35.$$

b. Für Strafsenbrücken:

Hier wird man für jeden besonderen Fall die der Brückenbreite und der Fahr-
bahnkonstruktion entsprechenden Werte von a und p ermitteln müssen. Nimmt man
die Brückenbreite im Mittel zu $7,5 \text{ m}$,

$$a = 4,5 \text{ t}, \quad p = 3,0 \text{ t}, \quad a + p = 7,5 \text{ t}$$

an, so wird:

$$n_{\min} = L \left(0,0042 + 0,178 \sqrt{\frac{k}{P}} \right) \dots \dots \dots 36.$$

Aus den Formeln 34, 35, 36 geht hervor, daß für die Werte von n_{\min} in erster
Linie die Werte von L und das Verhältnis der Pfeilerkosten zum Einheitspreise des
Eisens maßgebend sind. Es wird sich empfehlen, nach der ersten Berechnung von
 n_{\min} aus obigen Formeln den Wert von p — insbesondere bei Eisenbahnbrücken —
entsprechend der gefundenen Weite l in die Formel 33 einzuführen und eine zweite
Rechnung vorzunehmen.

Beispiel. Sei etwa die zu erbauende Brücke eine eingleisige Eisenbahnbrücke, ohne Bettung
auf dem Überbau; sei ferner

$$k = 500 \text{ M. pro Tonne}, \quad P = 180\,000 \text{ M.}, \quad L = 300 \text{ m},$$

so wird

$$n_{\min} = L \left(0,0042 + \frac{0,15}{18,97} \right) = 0,0121 L = 3,63;$$

dafür ist zu wählen:

$$n = 4, \quad l = 75 \text{ m}.$$

Wären die Pfeilerkosten wesentlich geringer, etwa

$$P = 60\,000 \text{ M.}, \quad k = 500 \text{ M. pro Tonne},$$

so würde:

$$n_{\min} = L (0,0042 + 0,0137) = 0,0179 L$$

$$n_{\min} = 5,37.$$

Man würde $n = 5$ oder $n = 6$ zu wählen haben und $l = 60 \text{ m}$ oder $l = 50 \text{ m}$.

Rücksichtnahme auf die Veränderlichkeit der Pfeilerkosten bei Ver- änderung der Einzel-Lichtweiten.

In den vorstehenden Entwicklungen waren die Kosten eines Pfeilers als unab-
hängig von der Stützweite bzw. Einzel-Lichtweite eingeführt; in Wirklichkeit sind die
Pfeilerkosten in gewissem Grade von den Stützweiten abhängig. Man kann auch diese
veränderlichen Pfeilerkosten in die Rechnung einführen, wie aus der nachfolgenden, von
Weiß⁵¹⁾ angegebenen Untersuchung erhellt.

⁵¹⁾ F. J. Weiß. Dimensionierung und ökonomisch günstigste Anzahl von Zwischenpfeilern u. s. w.
Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1880, S. 169.
Handbuch d. Ing.-Wissensch. II. 2. 2te Aufl.

An der Hand ausgeführter Beispiele und auf Grund konstruktiver Untersuchungen kann man den Kubikinhalt eines Mittelpfeilers als Funktion der Lichtweite ausdrücken. Bezeichnet F die Grundfläche, B die Länge, S die Breite des Pfeilerfundamentes, welches ohne Absätze angenommen wird und auf welches sich mit dem nötigen Absatze der mit Vorköpfen und mittlerem Böschungsverhältnisse versehene eigentliche Pfeiler aufsetzt, so ist genügend genau, bezogen auf Quadratmeter und Meter:

für zweigleisige Eisenbahnbrücken:

$$F = 20 + 0,80 l, \quad \frac{B}{S} = 4,0, \quad S = \sqrt{\frac{F}{3,8}},$$

für eingleisige Eisenbahnbrücken:

$$F = 18 + 0,4 l, \quad \frac{B}{S} = 2,6, \quad S = \sqrt{\frac{F}{2,4}}.$$

Die Gesamthöhe von Unterkante Pfeiler bis zur Auflagerplatte sei H , dann kann man den Kubikinhalt V des Pfeilers setzen:

$$V = 0,85 \cdot F H.$$

Sollen wieder n Öffnungen angeordnet werden, so ist die Anzahl der Zwischenpfeiler $= (n-1)$; die Endpfeiler bleiben bei allen Projekten gleich, können also für den Vergleich außer Acht gelassen werden.

Der Preis für ein Kubikmeter Pfeilermauerwerk einschließlich aller Nebenkosten für Gerüste, Fundierung, Wasserhaltung, Transporte, Schifffahrt u. s. w. sei $= B$, derjenige einer Tonne fertiggestellten eisernen Oberbaues sei $= k$, so sind die Kosten der Pfeiler:

$$K_p = (n-1) 0,85 \cdot F H B.$$

Mit den früheren Bezeichnungen ist das Eisengewicht f. d. lfd. m der Brücke

$$g_{\text{eisen}} = a_1 + b \lambda,$$

und wenn angenähert die Einzelstützweite λ durch die Einzellichtweite l ersetzt und die Trägerlänge gleichfalls mit l eingeführt wird,

$$g_{\text{eisen}} = a_1 + b l$$

und das Eisengewicht für eine ganze Öffnung

$$G_{\text{eisen}} = (a_1 + b l) l.$$

Daraus folgt für die Gesamtkosten (ohne die Endpfeiler):

$$K = (n-1) 0,85 \cdot F H B + k \cdot (a_1 + b l) l \cdot n,$$

$$K = (n-1) 0,85 \cdot F H B + k \cdot (a_1 + b l) L.$$

b ist von der Weite l abhängig; wird diese Abhängigkeit beachtet, so ergibt sich eine sehr komplizierte Untersuchung. Da jedoch für n nur die Werte brauchbar sind, welche ganze Zahlen ergeben, statt aller anderen Ergebnisse aber die nächstliegenden ganzen Zahlen zu wählen sind, da ferner die Annahme eines konstanten H für alle Pfeiler gleichfalls nur ausnahmsweise zutrifft, überhaupt aber H vor Beginn des Baues nur angenähert bestimmt werden kann, so ist offenbar nur eine überschlägliche Rechnung möglich, und es deshalb wohl zulässig, für b einen konstanten Mittelwert einzusetzen. Für eingleisige Eisenbahnbrücken kann man setzen

$$b = 0,035,$$

bezogen auf Tonnen und Meter. Handelt es sich um zweigleisige Brücken, so soll die Annahme gemacht werden, es seien zwei eingleisige Brücken nebeneinander zu legen. Meistens wird ja zuerst nur eingleisiger Überbau ausgeführt, sodafs diese Annahme fast stets erfüllt ist.

Für eingleisige Eisenbahnbrücken erhält man mit $F = 18 + 0,4l = 18 + 0,4 \frac{L}{n}$

$$K = (n-1) 0,85 \cdot HB \cdot \left(18 + 0,4 \frac{L}{n}\right) + k L \left(a_1 + 0,035 \frac{L}{n}\right)$$

$$K = (n-1) HB \cdot \left(15,3 + 0,34 \frac{L}{n}\right) + k L \left(a_1 + 0,035 \frac{L}{n}\right).$$

Diese Kosten werden ein Minimum für denjenigen Wert von n , für welchen $\frac{dK}{dn} = 0$ wird. Man erhält auf diese Weise, wenn noch $\frac{B}{k} = \psi$ gesetzt wird:

$$n_{\min} = 0,048 L \sqrt{\frac{L - 9,7 \psi H}{\psi H L}} \dots \dots \dots 37.$$

Der Wert von l , welcher die Kosten zu einem Minimum machen würde, ist dann

$$l_{\min} = \frac{L}{n_{\min}} = 20,8 \sqrt{\frac{\psi H L}{L - 9,7 \psi H}}$$

$$l_{\min} = 20,8 \sqrt{\frac{\psi H}{1 - 9,7 \frac{\psi H}{L}}} \dots \dots \dots 37^*.$$

In entsprechender Weise ergibt sich für zweigleisige Eisenbahnbrücken mit $F = 20 + 0,8l = 20 + 0,8 \frac{L}{n}$

$$K = (n-1) 0,85 \cdot HB \cdot \left(20 + 0,8 \frac{L}{n}\right) + 2 k \cdot L \left(a_1 + 0,035 \frac{L}{n}\right)$$

$$K = (n-1) HB \left(17 + 0,68 \frac{L}{n}\right) + 2 k L \left(a_1 + 0,035 \frac{L}{n}\right).$$

Man erhält

$$n_{\min} = 0,064 L \sqrt{\frac{L - 9,7 H \psi}{\psi H L}} \dots \dots \dots 38.$$

$$l_{\min} = 15,6 \sqrt{\frac{\psi H}{1 - 9,7 \frac{\psi H}{L}}} \dots \dots \dots 38^*.$$

Die in Gleichung 37* und 38* gefundenen Ausdrücke für l_{\min} haben keine hervorragende praktische Bedeutung; denn sie sind von den Ausdrücken für n_{\min} ohne Rücksicht darauf hergeleitet, daß nur die Werte von n_{\min} ohne weiteres gewählt werden können, welche ganze Zahlen sind. Immerhin gestatten sie einige interessante Schlüsse.

Setzt man $L = \infty$, so ergeben sich aus den genannten beiden Gleichungen die Grenzwerte, denen sich die vorteilhaftesten Lichtweiten bei zunehmender Gesamtlichtweite nähern. Man erhält

$$\text{für eingleisige Eisenbahnbrücken: } l'_{\min} = 20,8 \sqrt{\psi H},$$

$$\text{für zweigleisige Eisenbahnbrücken: } l''_{\min} = 15,6 \sqrt{\psi H}.$$

Wenn z. B. $\psi = \frac{1}{4}$, $H = 20$ m ist, so wird $l'_{\min} = 46,6$ m und $l''_{\min} = 34,9$ m.

Je größer L wird, desto kleiner wird die vorteilhafteste Einzellichtweite.

Aus den Gleichungen für n_{\min} kann man diejenige Gesamtlichtweite ermitteln, unterhalb deren überhaupt Zwischenpfeiler unzweckmäfsig sind. Wenn $n_{\min} < 1\frac{1}{2}$ ist, so ist offenbar kein Zwischenpfeiler zu empfehlen; demnach lauten die Bedingungsgleichungen für die entsprechenden Grenzwerte von L :

$$1\frac{1}{2} = 0,048 L \sqrt{\frac{L - 9,7 \psi H}{\psi H L}}$$

bezw.

$$1\frac{1}{2} = 0,064 L \sqrt{\frac{L - 9,7 \psi H}{\psi H L}},$$

woraus folgt:

$$\text{für eingleisige Eisenbahnbrücken: } L' = 4,85 \psi H \left[1 + \sqrt{1 + \frac{41,5}{H\psi}} \right],$$

$$\text{für zweigleisige Eisenbahnbrücken: } L'' = 4,85 \psi H \left[1 + \sqrt{1 + \frac{23,3}{\psi H}} \right].$$

Man erhält z. B. für eingleisige Eisenbahnbrücken folgende Werte von L' :

$\psi =$	$\frac{1}{3}$	$\frac{1}{4}$	$\frac{1}{5}$
$H = \begin{cases} 10 \text{ m} \\ 20 \text{ m} \\ 30 \text{ m} \end{cases}$	$\begin{matrix} 75 \\ 119 \\ 158 \end{matrix}$	$\begin{matrix} 60 \\ 98 \\ 129 \end{matrix}$	$\begin{matrix} 55 \text{ m} \\ 85 \text{ m} \\ 111 \text{ m} \end{matrix}$

und für zweigleisige Eisenbahnbrücken folgende Werte von L'' :

$\psi =$	$\frac{1}{3}$	$\frac{1}{4}$	$\frac{1}{5}$
$H = \begin{cases} 10 \text{ m} \\ 20 \text{ m} \\ 30 \text{ m} \end{cases}$	$\begin{matrix} 62 \\ 100 \\ 136 \end{matrix}$	$\begin{matrix} 51 \\ 82 \\ 109 \end{matrix}$	$\begin{matrix} 44 \text{ m} \\ 70 \text{ m} \\ 93 \text{ m} \end{matrix}$

Falls die Gesamtlichtweite kleiner ist, als die vorstehend entwickelten Werte von L' bzw. L'' , so ist große Wahrscheinlichkeit vorhanden, daß eine einzige Öffnung am zweckmäßigsten ist. Vollständige Sicherheit darüber ist aus der Rechnung allein wegen der überaus schwierigen Bestimmung von B und damit von $\psi = \frac{B}{k}$ nicht zu erlangen; es ist anzupfehlen, in solchem Falle vergleichende Entwürfe aufzustellen und zu veranschlagen.

2. Schmiedeiserne Pfeiler und schmiedeiserner Überbau.

a. Turmpfeiler (Pyramiden- bzw. Obeliskenfleiler).

Man kann das Gewicht e dieser Pfeiler für den Höhenmeter nach Heinzerling⁵²⁾ der ersten Potenz der Pfeilerhöhe h und der Einzellichtweite l proportional setzen, demnach einführen:

$$e = m \cdot h + r \cdot l,$$

in welcher Gleichung m und r Konstante sind, welche von der Pfeilerkonstruktion abhängen. Die Kosten einer Tonne Schmiedeisen, fertig aufgestellt, einschließlic aller Nebenkosten seien wieder $= k$, die Kosten des gemauerten Pfeilerfundaments $= P_F$, so sind die Kosten eines Pfeilers:

$$K_1 = P_F + (mh^2 + rlh) k,$$

die Kosten des gesamten Eisens zum Überbau mit n Öffnungen:

$$K_1 = (a_1 + bl) l \cdot nk = (a_1 + bl) Lk.$$

Es werden außer den Endpfeilern, welche für den Vergleich wieder nicht in Betracht kommen, $(n-1)$ Pfeiler ausgeführt; es ist ferner wieder statt der (richtigeren) Stützweite die Lichtweite $l = \frac{L}{n}$ eingesetzt.

Dann ergeben sich die Gesamtkosten der Brücke:

$$K = (n-1) P_F + (n-1) \left(mh^2 + \frac{rLh}{n} \right) k + \left(a_1 + b \frac{L}{n} \right) Lk.$$

Dieser Ausdruck wird ein Minimum, wenn $\frac{dK}{dn} = \text{Null}$ wird.

Man erhält so:

$$n_{\min} = \frac{L}{h} \sqrt{\frac{b - r \frac{h}{L}}{m + \frac{P_F}{kh^2}}}. \quad \dots \dots \dots 39.$$

⁵²⁾ Siehe Kapitel XV, § 11.

Die Gleichung zeigt, daß n_{\min} in hervorragendem Maße von dem Verhältnis $\frac{L}{h}$ abhängt. So lange $n_{\min} \leq 1\frac{1}{2}$ ist, ist es am vorteilhaftesten, gar keinen Mittelpfeiler auszuführen. Wenn $n_{\min} = 0$ ist, so ist es gewiß $< 1\frac{1}{2}$; das tritt ein für

$$b = r \frac{h}{L}, \quad \frac{L}{h} = \frac{r}{b}.$$

So lange also $\frac{L}{h} \leq \frac{r}{b}$ ist, wähle man nur eine Öffnung.

Eingleisige Eisenbahnbrücken.

Man kann einführen (bezogen auf Tonnen und Meter):

$$b = 0,035, \quad m = 0,017, \quad r = 0,0504$$

und erhält:

$$n_{\min} = \frac{L}{h} \sqrt{\frac{0,035 - 0,0504 \cdot \frac{h}{L}}{0,017 + \frac{P_F}{k h^2}}} \dots \dots \dots 39^{\circ}.$$

Wenn $\frac{L}{h} \leq \left(\frac{0,0504}{0,035} = 1,44\right)$ ist, so ist kein Zwischenpfeiler zu wählen.

Zweigleisige Eisenbahnbrücken.

Setzt man in obigem Ausdruck die Kosten des Überbaues

$$K_2 = 2 (a_1 + b l) k L,$$

nimmt man also an, daß zwei eingleisige Brücken nebeneinander ausgeführt werden, so erhält man für diesen Fall:

$$n_{\min} = \frac{L}{h} \sqrt{\frac{2 \cdot b - \frac{r h}{L}}{m + \frac{P_F}{k h^2}}} \dots \dots \dots 40.$$

Man kann einführen:

$$b = 0,035, \quad m = 0,023, \quad r = 0,069$$

und bekommt:

$$n_{\min} = \frac{L}{h} \sqrt{\frac{0,07 - 0,069 \frac{h}{L}}{0,023 + \frac{P_F}{k h^2}}} \dots \dots \dots 40^{\circ}.$$

Wenn $\frac{L}{h} < 1$ ist, so sind keine Pfeiler anzuordnen.

Sei etwa

$$L = 150 \text{ m}, \quad h = 20 \text{ m (Mittelwert)}, \\ K = 400 \text{ M. pro Tonne}, \quad P_F = 5000 \text{ M.},$$

so ist für zweigleisige Eisenbahnbrücken

$$n_{\min} = \frac{150}{20} \sqrt{\frac{0,07 - \frac{0,069}{7,5}}{0,023 + \frac{5000}{400 \cdot 400}}} = 7,5 \cdot 1,06 = 7,95, \text{ rund } 8.$$

Demnach wird $l_{\min} = \frac{150}{8} = 18,75 \text{ m}$ sein.

Da die Konstanten für die Pfeilergewichte aus einer nicht sehr großen Zahl von Ausführungen abgeleitet sind, so ist stets die Aufstellung von Konkurrenzprojekten zu empfehlen.

b. Pendelpfeiler.

Über die Größe des Eigengewichtes der Pendelpfeiler liegen erst wenige Erfahrungen vor, da die ganze Konstruktion der neuesten Zeit angehört; es ist demnach nicht gut möglich, eine vertrauenswürdige Formel für n_{\min} aufzustellen. Für ganz vorläufige

Berechnungen kann man, wie folgt, verfahren: Das Gewicht des Pendelpfeilers beträgt etwa zwischen 50% bis 80% desjenigen eines Turmpfeilers von gleicher Höhe und für gleiche Weite l . Führt man einmal die untere, sodann die obere Grenze in die Gleichungen 39 und 40 ein, so erhält man:

Für eingleisige Eisenbahnbrücken:

Untere Grenze:
 $m = 0,0085 \quad r = 0,025,$
 und dazu gehörig:

$$n_{\min} = \frac{L}{h} \sqrt{\frac{0,035 - 0,025 \frac{h}{L}}{0,0085 + \frac{P_F}{k h^2}}} \dots 41^a.$$

Obere Grenze:
 $m = 0,014 \quad r = 0,04,$
 und dazu gehörig:

$$n_{\min} = \frac{h}{L} \sqrt{\frac{0,035 - 0,04 \frac{h}{L}}{0,014 + \frac{P_F}{k h^2}}} \dots 41^b.$$

Für zweigleisige Eisenbahnbrücken:

Untere Grenze:
 $m = 0,012 \quad r = 0,035,$
 und dazu gehörig:

$$n_{\min} = \frac{L}{h} \sqrt{\frac{0,07 - 0,035 \frac{h}{L}}{0,012 + \frac{P_F}{k h^2}}} \dots 42^a.$$

Obere Grenze:
 $m = 0,018 \quad r = 0,055$
 und dazu gehörig:

$$n_{\min} = \frac{L}{h} \sqrt{\frac{0,07 - 0,055 \frac{h}{L}}{0,018 + \frac{P_F}{k h^2}}} \dots 42^b.$$

Man berechnet zweckmäßig n_{\min} aus beiden Formeln; meistens sind die Werte nicht sehr verschieden. Da aber in der Nähe des Minimums die Funktion sich nur langsam ändert, so ist es alsdann ohne großen Einfluß, ob man den einen oder anderen Wert für n wählt.

Sei z. B.:

$L = 150 \text{ m}, \quad h = 20 \text{ m}, \quad k = 400 \text{ M. pro Tonne}, \quad P_F = 2000 \text{ M.},$
 so ist für eine zweigleisige Brücke nach Formel 42^a:

$$n_{\min} = 7,5 \sqrt{\frac{0,07 - \frac{0,035}{7,5}}{0,012 + 0,012}} = 12,3 \text{ (dafür ist 12 zu setzen),}$$

und nach Formel 42^b:

$$n_{\min} = 7,5 \sqrt{\frac{0,07 - \frac{0,055}{7,5}}{0,018 + 0,012}} = 10,87 \text{ (dafür ist 11 zu setzen).}$$

Man hat also $l = \frac{150}{12} = 12,5 \text{ m}$ oder $l = \frac{150}{11} = 13,64 \text{ m}$ zu wählen.

Für Straßenbrücken mit eisernen Pfeilern sind in vorstehendem keine Formeln aufgestellt, weil die Überbau-Verhältnisse sehr verschiedenartig sind und über die Pfeilergewichte solcher Brücken noch kaum irgend welche Erfahrungen vorliegen. In einem bestimmten Falle wird man den oben vorgeführten Weg beschreiten und bei vorsichtigen Annahmen brauchbare Ergebnisse erhalten können.

Litteratur.

- Böhm. Zur Bestimmung der Öffnungszahl eiserner Brücken. Civ.-Ing. 1868, S. 299—316.
 Meyer. Ökonomisch vorteilhafteste Öffnungsweite bei Brückenbauten. Deutsche Bauz. 1874, S. 374—375.
 Böhm. Bestimmung der Öffnungszahl eiserner Brücken. Zeitschr. d. österr. Ing.-u. Arch.-Ver. 1875, S. 248 u. 249.
 Winkler. Zweckmäßigste Anzahl der Öffnungen oder Felder einer Brücke. Mitteilungen d. Arch.-u. Ing.-Ver. für Böhmen 1868, S. 41 u. 42.
 Weiss. Dimensionierung und ökonomisch günstigste Zahl von Zwischenpfeilern mit eisernen Balkenträgern und mit gemauerten Pfeilern. Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1880, Heft 4 bis 7.

§ 15. Ermittlung der Grösse und Zahl der Öffnungen mit Hilfe graphischer Darstellungen.

Die im vorstehenden Paragraph besprochene Aufgabe läßt sich auch mit Hilfe graphischer Darstellungen nach Art der auf Tafel I vorgeführten mit Erfolg behandeln. Der Inhalt dieser Tafel ist den Normalien der k. k. Direktion der Staatseisenbahnen in Österreich durch gefällige Vermittlung des Professors Fr. Steiner in Prag entnommen, welcher auch die nachstehenden Erläuterungen geliefert hat. Es ist darauf aufmerksam zu machen, daß Ausarbeitungen der in Rede stehenden Art nicht allein für den oben erwähnten Zweck, sondern überhaupt für Vorprojekte, für Schätzungen bei näherungsweise Kostenvoranschlägen, für Ermittlung des zu wählenden Konstruktionssystems u. s. w. dienlich sind; solche Ausarbeitungen ermöglichen eine rasche Lösung der einschlägigen Aufgaben und außerdem die Berücksichtigung mancher Umstände, z. B. einer schiefen Lage der Brücken oder Lage derselben in einer Kurve, welche in § 14 unerwähnt geblieben sind. Allerdings erfordert die Herstellung von Darstellungen der fraglichen Art ausgedehnte Arbeiten; dieselbe wird somit hauptsächlich bei den Vorarbeiten einer grossen Eisenbahnverwaltung für den Bau längerer Bahnlinien am Platze sein, während man bei Untersuchungen über einzelne Bauwerke auf den in § 14 besprochenen Weg angewiesen ist.

Zur Erläuterung des auf Tafel I Gegebenen diene folgendes:

Die Figuren 1 bis 5 bringen Blechträgerformen für Lichtweiten von 2 bis 12 m, ferner findet man in F. 6 bis 12 Fachwerksbalkenträger, während F. 13 Bogenträger vorführt.

F. 18 giebt das Gewicht eiserner Brücken der Hauptbahnen für die obigen Typen. Als Abscissen sind die Stützweiten, als Ordinaten die Gewichte aufgetragen. Die Bestimmung der Stützweite aus der meist gegebenen Lichtweite erfolgt nach F. 14, die maßgebenden Höhen sind nach F. 15 ermittelt, F. 17 giebt die Vermehrung der Konstruktionsgewichte infolge schräger Stellung der Brückenachse und durch Lage der Brücken im Bogen.

Das Gewicht der Lager ist in F. 18 unten ersichtlich. Zur Auflagerung dienen bis 20 m Stützweite Platten, von 20 bis 90 m Stelzenlager, von 90 bis 100 m Kipp- und Stelzenlager, in den Auflagergewichten sind Stahl und Blei mit einbegriffen.

Bei Bauten von mehr als 30 m Stützweite erhält das Gleis Auszugsvorrichtungen.

Hiernach ergibt sich z. B. für eine Brücke von 36 m Lichtweite, Bahn „versenkt“, Parallelträger, 45° schief, 300 m Radius, Hauptbahn, allgemeine Anordnung nach F. 6

Stützweite (F. 14); $36 + 2.0,65 = l$ 37,3 m

Trägerhöhe $h_1 = \frac{37,5}{9}$ angenähert. 4,0 „

Breite (F. 16) $2,75 + \frac{l^2}{8R}$ 3,3 „

Gewicht:

Schmiedeeisen (F. 18) $1675 \times 37,3$ m 62 480 kg

Zuschlag nach A (F. 17) 2% 1 250 „

Zuschlag nach B (F. 17) 8% 5 000 „

68 730 kg

Auflager (F. 18, Striche unten) 4 400 kg

Holz (Bemerkung bei F. 15) 37,3 · 0,5 19 cbm.

In F. 19 u. 20 sind Formen eiserner Gerüstbrücken dargestellt, während F. 21 eiserne Turm Pfeiler bringt. F. 28 giebt die zugehörigen Gewichte.

Beispiel. Gerüstbrücke mit Öffnungen von 20 m Stützweite, zwei Gerüstpfeiler von 50 m Höhe; über den Gerüstpfeilern Blechträger, Bahn oben, zwischen den Pfeilern drei Halbparabelträger, Bahn oben.

Gesamtlänge $3 \cdot 20 + 2 \cdot 10$ 80 m
 Verbaute Fläche $2 \cdot \frac{1}{2} \cdot 20 \cdot 50 + 40 \cdot 50$ 3000 qm

Gewicht:

Brückenüberbau (F. 18) $2 \cdot 570 \cdot 10 + 3 \cdot 800 \cdot 20$ 59 400 kg
 Pfeiler (F. 28) 2.62000 124 000 „
 183 400 kg

also für den qm erbaute Fläche 61 kg.

F. 22 giebt Formen und Abmessungen von Steinpfeilern für Viadukte, bei deren Projektierung Folgendes angenommen ist: Die mittlere Pressung in den Mauerwerksfugen soll ohne Winddruck bei Totalbelastung der Brücken und bis 40 m Pfeilerhöhe nicht mehr als 7 kg f. d. qcm, bei höheren Pfeilern bis 40 m unter der Brückenbahn ebenfalls 7 kg f. d. qcm, in den unteren Partien aber 9 kg f. d. qcm betragen. Durch sämtliche Beanspruchungen einschliesslich des Winddruckes dürfen die äussersten Fugen höchstens 1 kg Zug bzw. 14 kg Druck f. d. qcm erleiden. Das Pfeilermauerwerk muß aus vorzüglichen lagerhaften Bruchsteinen in hydraulischem Mörtel bestehen.

Die unvermeidlichen elastischen Schwankungen beim Befahren während heftigem Winde betragen bei den Pfeilern wie F. 22 etwa $\delta \text{ mm} = 0,0015 l \text{ m} \times h \text{ m}$, bei Pfeilern wie F. 19 u. 20 $\delta \text{ mm} = 0,025 l \text{ m} \times h \text{ m}$, wobei l die halbe Summe der anschließenden Stützweiten und h die Pfeilerhöhe in Meter bedeuten. Pfeiler wie F. 19 u. 20 sind der Schwankungen wegen bei Höhen über 50 m ausgeschlossen.

F. 23 zeigt ein Montierungsgertüst für Weiten bis 40 m. Die Anschaffungskosten werden mit etwa 300 M. f. d. m Stützweite angegeben. Die Umstellungskosten betragen etwa 1000 M. für eine Öffnung.

F. 24 enthält Gerüstschemen für Weiten über 40 m.

F. 27 bringt eine graphische Darstellung des Bedarfs an Holz und Schmiedeeisen für diese Gerüste.

Beispiele. Die Konstruktionen F. 25 u. 26 sind hinsichtlich der Kosten zu vergleichen.

F. 25.

Fundamentaushub	90.6.2 = 1080 cbm	zu	4 M.	=	4320 M.
Pfeilerfundamente	66.6.2 = 792	„ „	20 „	=	15 840 „
Steinpfeiler	2540 + 2730 = 5270	„ „	26 „	=	137 020 „
Mauerschleifen	60.100.2 = 12 t	„	400 „	=	4800 „
Widerlager	2.400 = 800 cbm	„	22 „	=	17 600 „
Gerüstholz	750 + 2.120 = 990	„ „	50 „	=	49 500 „
Gerüsteisen	24 + 2.4,8 = 33,6 t	„	400 „	=	13 440 „
Auflager	13,3 + 2.5,9 = 25,1 t	„	480 „	=	12 048 „
Brückenüberbau	3.100 + 2.0,85.45 = 466,5 t	„	480 „	=	223 920 „
Brückenbelag	190.0,5 = 95,0 cbm	„	70 „	=	6 650 „
					485 138 M.

F. 26.

Fundamentaushub	2680 cbm	zu	4 M.	=	10 720 M.
Pfeilerfundamente	2324	„ „	20 „	=	46 480 „
Steinpfeiler	2.1300 + 2.3100 = 8800	„ „	26 „	=	228 800 „
Mauerschleifen 38. [52 + 76 + 78 + 53]	= 9,8 t	„	400 „	=	3 920 „
Widerlager	2.400 = 800 cbm	„	22 „	=	17 600 „
Montierungsgertüste	38.150 =	„	1000 „	=	15 400 „
Auflager	5.4,4 = 22 t	„	480 „	=	10 560 „
Brückenüberbau	5.1,5.38 = 285 t	„	480 „	=	136 800 „
Brückenbelag	190.0,45 = 85 cbm	„	70 „	=	5 986 „
					476 266 M.

Es käme mithin die Konstruktionsweise F. 26 um etwa 9000 M. billiger; auch die Möglichkeit der Anordnung im Bogen und grössere Stabilität gegen Winddruck würden Vorteile der zweiten Anordnung sein, während Schönheitsrücksichten mehr für F. 25 sprechen würden.

Die mitgeteilten Eisengewichte sind seit Einführung der neuen Brückenverordnung in Österreich als etwas zu klein anzusehen. In der ganzen Darlegung der besprochenen Tafel wolle der Leser nur die Möglichkeit rascher oberflächlicher Orientierung, aber keineswegs unumstößlich feststehende Zahlen sehen.

§ 16. Allgemeine Grundlagen für die Anordnung des eisernen Überbaues. Hauptbestandteile desselben.

Für die Anordnung des eisernen Überbaues sind hauptsächlich maßgebend:

- die Situation der Brücke;
- die gegenseitige Höhenlage der beiden Verkehrswege, welche sich an der Brückenstelle kreuzen;
- die vorgeschriebenen Hauptmaße der Brücke, nämlich die Lichtweite und die Breite.

Bei Besprechung der einzelnen Punkte ist die Bekanntschaft mit den Benennungen der einzelnen Brückenteile notwendig, weshalb die Hauptbestandteile der eisernen Brückenüberbauten zunächst vorgeführt werden sollen; dabei möge sogleich hier darauf hingewiesen werden, daß eine eiserne Brücke durchaus nicht alle nachstehend vorzuführenden Teile zu enthalten braucht, vielmehr meistens nur einige derselben aufweist.

1. Hauptkonstruktionsteile der eisernen Überbauten.

Man unterscheidet am eisernen Überbau folgende Teile:

a. Die Hauptträger. Dieselben übertragen die sämtlichen auf die Brücke wirkenden Lasten nach den Pfeilern, seien es gemauerte oder eiserne, End- oder Mittelpfeiler. Jede eiserne Brücke hat wenigstens zwei Hauptträger.

b. Die Querträger. Die Aufgabe der Querträger ist, sowohl das Gewicht der Fahrbahn, als auch der Verkehrslast an einzelnen Punkten auf die Hauptträger zu übertragen. Sie stehen im Grundriss in den weitaus meisten Fällen senkrecht zu den Hauptträgern; es kommen aber auch Querträger vor, welche mit den Hauptträgern spitze bzw. stumpfe Winkel bilden und deshalb schiefe Querträger genannt werden. Dieselben sind möglichst zu vermeiden, da sie eine schwierige und damit teure Arbeit verlangen.

Querträger sind nicht immer nötig, so beispielsweise dann nicht, wenn bei Eisenbahnbrücken die Schienen oder die Querschwellen unmittelbar auf den Hauptträgern angeordnet werden bzw. bei Straßenbrücken, wenn die Fahrbahn direkt von den Hauptträgern getragen wird. Das ist nur möglich, wenn die Hauptträger einander sehr nahe liegen, also die Brücke kleine Spannweite hat. Querträger werden meistens angeordnet, bei größeren Brücken aber stets.

c. Die Längsträger zweiter Ordnung. Dieselben übertragen die Lasten auf die Querträger. Bei den Eisenbahnbrücken werden sie auch wohl Bahnträger, oder falls sie Querschwellen tragen, Schwellenträger genannt. Sie sind fast stets im Grundriss den Hauptträgern parallel.

Wenn keine Querträger angeordnet sind, fehlen die Längsträger zweiter Ordnung ebenfalls; auch sonst werden sie fortgelassen, wenn die Querträger einander so nahe

liegen, daß die Schienen bzw. die für die Fahrbahntafel verwendeten Formeisen sich von einem Querträger zum anderen frei tragen können. Bei großen Brücken werden sie wohl niemals fehlen, weil sonst die Querträger und damit auch die Knotenpunkte der Hauptträger einander zu nahe kommen würden.

d. Quer- und Längsträger höherer Ordnung. Unter Umständen, besonders bei Straßenbrücken, aber auch bei Eisenbahnbrücken, sobald bei diesen auch auf der Brücke eine durchgehende Kies- bzw. Schotterbettung gewählt ist, kann es empfehlenswert sein, noch Querträger zweiter Ordnung, eventuell auch noch Längsträger dritter Ordnung anzubringen, so z. B., wenn es sich darum handelt, für die Buckelplatten der Fahrbahntafel rechteckige Felder zu bilden.

Wenn man die Querträger und die Längsträger als ein Ganzes betrachtet, so kann man dasselbe in Beziehung auf die Fahrbahn das „Fahrbahngerippe“ nennen.

e. Die Fahrbahn ist sehr verschiedenartig, je nachdem es sich um eine Eisenbahn- oder um eine Straßenbrücke handelt. Bei den Straßenbrücken unterscheidet man die Fahrbahntafel, d. h. den die Fahrbahn tragenden Teil (Buckelplatten, Zores-Eisen, Hängebleche u. s. w.) und die Fahrbahndecke (Pflaster, Beschotterung u. dergl.). Bei den Eisenbahnbrücken mit Kies- oder Schotterbettung kann man die Fahrbahntafel und den eigentlichen Oberbau unterscheiden. Bei den Eisenbahnbrücken ohne durchgehende Bettung fehlt die Fahrbahntafel.

f. Die Windverstrebung (auch wohl Längsverband oder Horizontalverband genannt) dient dazu, die wagrechten Kräfte, welche auf die Brücke wirken, also die wagrechten Stöße beim Überfahren der Züge und Wagen, die Centrifugalkräfte in den Kurven, den durch Wind auf die Konstruktion bzw. die Verkehrslast ausgeübten Druck u. s. w. nach den Stützpunkten der Träger, demnach nach den Pfeilern zu übertragen. Die Windverstrebung darf bei einer gut konstruierten Brücke nicht fehlen; sie wird bei Straßenbrücken mit starrer Fahrbahntafel (Wellblech, Buckelplatten u. s. w.) durch diese ersetzt. Bei Brücken von geringer Trägerhöhe wird gewöhnlich eine, bei Brücken mit hohen Trägern werden zwei Windverstrebungen angeordnet, meistens eine in der Höhe einer jeden Gurtung. Windverstrebungen in Ebenen, welche zwischen den Gurtungen, etwa in halber Trägerhöhe, liegen, sind fehlerhaft, es sei denn, daß für dieselben besondere Gurtungen angeordnet werden.

g. Die Querversteifung (auch wohl Querverband genannt) dient dazu, eine Veränderung des rechteckigen Querschnittes der Brücke zu verhüten. Womöglich ist sie durch Anordnung von Diagonalen herzustellen, welche den Querschnitt in mehrere Dreiecke teilen; das ist stets möglich, wenn die Fahrbahn oben, also annähernd in der Ebene der oberen Gurtung liegt. Bei unten liegender Fahrbahn ist, falls die Trägerhöhe nicht eine Querverbindung über der Fahrbahn gestattet, nur eine mangelhafte Querversteifung möglich; solche sogenannten offenen Brücken sind deshalb möglichst zu vermeiden. Ist dagegen bei tief liegender Fahrbahn über derselben und den verkehrenden Wagen eine Querverbindung möglich, so ist die Querversteifung freilich besser, als bei den offenen Brücken, die ganze Querschnittsfigur ist aber noch immer eine verschiebbliche, nämlich ein Rechteck. Um dieselbe einigermaßen unverschieblich zu machen, versteift man die Ecken, soweit das verlangte freie Profil dies gestattet, durch Dreiecke, welche den Kopfbändern des Zimmerwerks entsprechen.

h. Die Fußwege und Geländer. Die Fußwege liegen entweder zwischen den Hauptträgern oder auf Konsolen. Bei kleinen Brücken fallen sie nicht selten mit der Fahrbahn zusammen, wie weiter unten eingehender besprochen wird.

2. Rücksichten auf die Situation der Brücke.

a. Gerade Brücken. Der einfachste Fall liegt vor, wenn die Achsen der beiden sich an der Brückenstelle kreuzenden Verkehrswege gerade Linien sind, welche einen rechten Winkel miteinander bilden. Man hat dann eine sogenannte gerade Brücke. Bei den geraden Brücken werden die Hauptträger einander und der Achse des überzuführenden Weges parallel angeordnet, die Querträger senkrecht zu ersteren, die Längsträger zweiter Ordnung den Hauptträgern parallel. Der Grundriß des Überbaues ist ein Rechteck.

Auch wenn der zu überbrückende Weg an der Überschreitungsstelle in einer Kurve liegt, ordnet man gerade Brücken an; denn es kommt hierbei von der Kurve nur ein Stück in Frage, dessen Länge gleich der verhältnismäßig geringen Breitenabmessung der Brücke ist.

b. Schiefe Brücken. Wenn der Winkel, unter welchem sich die Achsen der beiden Wege schneiden, ein spitzer bzw. stumpfer ist, so heißt die Brücke eine schiefe. Die schiefen eisernen Brücken machen bei dem heutigen Stande der Technik, wenn die Schnittwinkel nicht sehr spitz sind, keine besonderen Schwierigkeiten mehr; eine sehr große Zahl schiefer eiserner Brücken ist ausgeführt. Immerhin ist eine schiefe Brücke stets schwieriger herzustellen und dadurch teurer, als eine gerade. Der Grundriß des Überbaues ist bei den schiefen Brücken in der Regel ein Parallelogramm.

Die Pfeiler, sowohl Mittel- wie Endpfeiler, müssen der Achse des zu überbrückenden Weges bzw. Stromes vollständig oder nahezu parallel sein, um der Bewegung des Wassers, der Wagen, Fußgänger u. s. w. möglichst geringen Widerstand bzw. geringe Schwierigkeit zu bereiten. Die Hauptträger der Brücke dagegen werden zweckmäßig der Achse des überzuführenden Weges parallel gestellt, woraus die Notwendigkeit folgt, die Hauptträger in dieser Richtung gegeneinander zu verschieben. Das Maß e der Verschiebung ist von dem Abstände der Hauptträger (b) und dem Schnittwinkel α der beiden Wege abhängig; es ist (vergl. Fig. 49a in § 22) gewöhnlich $e = b \cot \alpha$.

Die schiefen Anschlüsse im Grundriß, sowohl der Querträger an die Hauptträger wie der Zwischenträger an die Querträger u. s. w. sind schwierig und teuer; sie sind deshalb möglichst zu vermeiden bzw. in ihrer Zahl zu verringern. Man setzt deshalb, soviel wie irgend thunlich, die Querträger und Querverbindungen senkrecht zu den Hauptträgern — im mittleren Teile der Brücke ist das stets ohne Schwierigkeit erreichbar; man vergleiche Fig. 50 in § 22.

Wegen der eingehenden Besprechung der schiefen Brücken wird auf § 22 verwiesen.

c. Kurven-Brücken. Wenn die überzuführende Straße in einer Kurve liegt, ist es oft notwendig, auch auf der Brücke die Kurve beizubehalten; man erhält dann eine sogenannte Kurven-Brücke.

Zunächst ist zu erwähnen, daß es weder empfehlenswert noch üblich ist, die Hauptträger im Grundriß nach einer Kurve zu krümmen; vielmehr werden dieselben in jeder Öffnung einander parallel und mit gerader Achse hergestellt. Zweckmäßig ist es ferner, die Hauptträger parallel zu der in der Öffnungsmitte an die Kurve gelegten Tangente anzuordnen. Die Träger zweier Nachbaröffnungen bilden demnach einen Winkel miteinander, welcher von 180° verschieden ist.

Hinsichtlich der Stellung der Brückenpfeiler sind zwei Anordnungen zu unterscheiden, welche man als gerade und schiefe Kurven-Brücken bezeichnen kann. Wenn für die Stellung der Pfeiler keine besonderen Bedingungen vorliegen, so wird man jeden

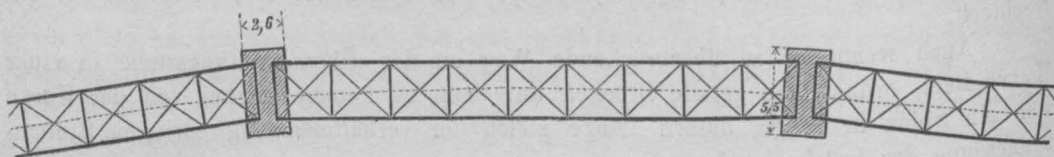
derselben so stellen, daß seine lange Achse den Winkel halbiert, welchen die Hauptträger der beiden Nachbaröffnungen miteinander bilden. Der Pfeilergrundriß ist in diesem Falle ein Rechteck, dessen lange Seiten genau oder nahezu radial stehen (Fig. 29);

Fig. 29.

Viadukt über die Ravenna-Schlucht. Höllenthal-Bahn.

M. 1:500.

Äußerer Träger $L = 35,255$ m.



Innerer Träger $L = 34,745$ m.

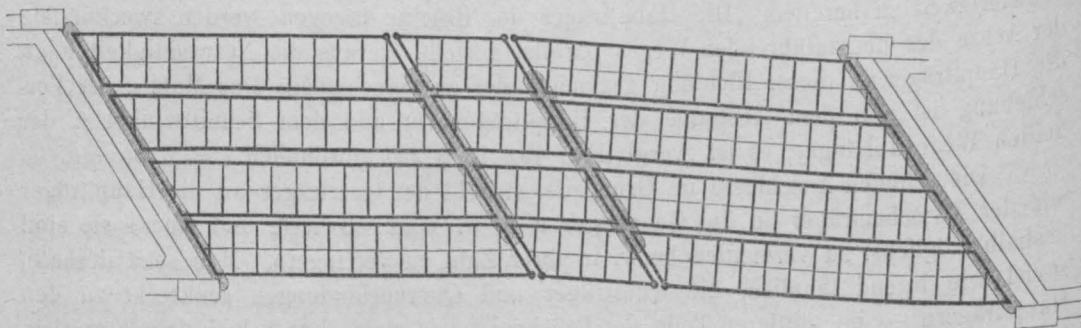
Radius 240 m.

demnach kann man hier wohl von einer geraden Kurven-Brücke reden. Bei nicht sehr scharfer Kurve können beide Träger einer jeden Öffnung gleich lang gemacht werden, wobei dann die Auflagermitten verschieden weit hinter der Pfeilervorderkante zurückliegen. Bei schärferen Kurven dagegen muß man den äußeren Träger länger anordnen als den kürzeren.

Fig. 30.

Unterführung der Strafe Alt-Moabit. Berliner Stadteisenbahn.

M. 1:400.



Ist die Stellung des Pfeilers durch die Richtung des zu überbrückenden Weges (des Flusses, der Strafe u. s. w.) vorgeschrieben, so schneiden die Pfeilerachsen die Kurventangenten unter Umständen in spitzen Winkeln (Fig. 30), sodaß man eine schiefe Kurven-Brücke erhält. Jede einzelne Öffnung wird alsdann einen Überbau aufweisen, welcher mit demjenigen einer schiefen Brücke fast ganz übereinstimmt; der Schnittwinkel der Achse des zu überbrückenden Weges und der Achse des Überbaues ändert sich von Öffnung zu Öffnung. Die Pfeiler werden auch hier rechteckig hergestellt, unter Umständen mit Vorköpfen. Man setze die Querträger auch bei den Kurven-Brücken so viel wie irgend möglich senkrecht zu den Hauptträgern, und verweise die Unregelmäßigkeiten auf die Endfelder.

d. Trapezförmige oder Fächer-Brücken. Dieselben kommen neuerdings vielfach, hauptsächlich bei Unterführungen unter Bahnhöfen vor; aber auch bei Straßenbrücken können sie wohl am Platze sein. Der Grundriß des Überbaues ist ein Viereck,

bei welchem entweder zwei Seiten einander parallel sind, oder keine Seite ihrer Gegenseite parallel läuft. Diese Brücken haben grofse Ähnlichkeit mit den schiefen Brücken und werden in § 22 noch weiter besprochen.

3. Einflufs der Höhenverhältnisse.

Zunächst möge an die Erklärung des Begriffes „Konstruktionshöhe“ erinnert werden, welche in Kap. I, S. 40 gegeben ist. Unter Konstruktionshöhe des Überbaues wird danach der Höhenabstand verstanden zwischen der Brückengradiente (Schienen-Unterkante bei Eisenbahnbrücken, Bordstein-Oberkante bei Strafsenbrücken) und der tiefsten für die Konstruktions-Unterkante zulässigen Linie. Für die Höhenlage der letzteren sind Hochwasser, Schiffahrts- und andere Verhältnisse maßgebend und es ist dieselbe als etwas Gegebenes zu betrachten. Dieser Höhenabstand h' , den wir die verfügbare Konstruktionshöhe nennen wollen, ist meistens für die Wahl der Konstruktion ausschlaggebend. Die für die Konstruktion nötige Höhe zwischen Brückengradiente und wirklichem, tiefsten Punkte des Überbaues ist durchaus nicht genau vorgeschrieben; bekannt ist meistens nur eine geringste Höhe, welche man wenigstens gebraucht. Je gröfser die verfügbare Konstruktionshöhe ist, desto billiger und besser kann im allgemeinen die Konstruktion hergestellt werden. Es ist zweckmäfsig, die nachfolgende Betrachtung für Balkenbrücken, Hängebrücken und Bogenbrücken getrennt vorzunehmen.

a. Balkenbrücken. Die Mittenhöhe h der Hauptträger ist mit der Stützweite l veränderlich; da sie aber für dieselbe Stützweite nicht sehr verschieden gewählt werden kann, so darf sie innerhalb gewisser Grenzen als gegeben angesehen werden. Betreffs der Konstruktionshöhe sind nun drei Fälle zu unterscheiden:

Wenn die verfügbare Konstruktionshöhe h' gröfser ist als die nötige Hauptträgerhöhe h , so liegt der Fall am günstigsten. Man kann und soll dann die Hauptträger ganz unter die Fahrbahn verlegen, sowohl bei Strafsen- wie bei Eisenbahnbrücken. Dadurch werden mannigfache Vorteile erreicht:

- α. Die Hauptträger können so nahe aneinandergelegt werden, wie die Stabilitätsverhältnisse irgend zulassen;
- β. Die Querversteifungen können in vollkommener Weise hergestellt werden; der rechteckige Querschnitt der ganzen Brücke wird durch Diagonalen in Dreiecke zerlegt, sodaß eine vollständig unverschiebliche Querschnitts-Figur entsteht;
- γ. Die Querträger werden infolge der geringen Hauptträger-Entfernung kurz, also leicht und billig; die Brückenpfeiler erhalten aus demselben Grunde geringe Länge. Man kann die Fußwege und unter Umständen sogar einen Teil der Fahrbahn auf über die Hauptträger-Senkrechte hinausragende Teile der Querträger oder auf ausgekragte Konsolen legen. Man kann sogar die Querträger ganz fortlassen und Eisenbahn- bzw. Strafsen-Fahrbahn direkt auf die Hauptträger legen;
- δ. Kein Teil der Hauptträger ragt über die Fahrbahn hinaus, es wird also weder der Verkehr auf der Brücke noch die Aussicht von derselben irgendwie behindert.

Ist die verfügbare Konstruktionshöhe h' sehr gering und wesentlich kleiner als die nötige Hauptträgerhöhe h , so muß man die Fahrbahn zwischen die Hauptträger legen, womit man eine sogenannte tiefe Konstruktion erhält. Dann sind Querträger und meistens auch Längsträger zweiter Ordnung zu verwenden. Diese Konstruktion ist wesentlich weniger gut, als die erstere, und zwar aus folgenden Gründen:

- α. Die Entfernung der Hauptträger wird im allgemeinen wesentlich größer, sowohl bei Eisenbahn- wie Straßenbrücken. Bei ersteren muß, falls es sich um einigermaßen große Brücken handelt, das ganze freie Profil zwischen den Hauptträgern Platz finden, bei letzteren wenigstens die ganze Fahrbahn, wenn man es nicht vorzieht, um ungehinderten Querverkehr auf der Brücke zu erreichen, auch die Fußwege zwischen die Hauptträger zu verlegen. Jedemfalls erhält man lange, schwere Querträger;
- β. Gute Querversteifung ist sehr schwer, vielleicht unmöglich. Diagonalen, welche den Querschnitt zu einer unverschieblichen Figur machen würden, können nicht angebracht werden, weil freie Durchfahrt stattfinden muß; eine Verbindung der oberen Gurtungs-Knotenpunkte miteinander ist aber nur zu ermöglichen, wenn die Trägerhöhe groß genug ist, um unter den Querverbindungen her den Wagenverkehr zu gestatten. Keinenfalls ist aber diese Verbindung so gut wie Diagonal-Verbindung. Bei kleineren Brücken, bis etwa zu 35 m Stützweite, ist aber selbst diese Verbindung nicht möglich; die Anordnung mit tief liegender Fahrbahn bei solchen Brücken ist deshalb möglichst zu vermeiden.

Der dritte Fall tritt ein, wenn die verfügbare Konstruktionshöhe h' annähernd so groß, auch wohl etwas kleiner ist, als die zweckmäßige Trägerhöhe h . Alsdann legt man, wenn irgend möglich, die Hauptträger ebenfalls unter die Fahrbahn und bringt, um dieses zu erreichen, Opfer bei der Konstruktion der Hauptträger. Man wählt die Hauptträgerhöhe so klein, daß die erwähnte Lage derselben möglich wird; dadurch wird freilich der Materialaufwand bei den Hauptträgern größer, als er günstigstenfalls zu sein braucht; dieser Nachteil wird aber durch die Vorteile bei weitem aufgewogen.

Wenn es in diesem Falle nicht möglich ist, die Fahrbahn ganz über die Hauptträger zu verlegen, so läßt man die Hauptträger mehr oder weniger hoch über die Gradiente herausragen; die Höhe des Herausragens bestimmt bei Eisenbahnbrücken sehr wesentlich den Abstand der Hauptträger, da dieselben entweder ganz unter das Normalprofil des lichten Raumes fallen oder in einen Absatz desselben gelegt werden müssen.

Die Brücken, welche dem in vorstehendem aufgeführten ersten Falle entsprechen, nennt man auch Brücken mit oben liegender Bahn oder Deckbrücken, diejenigen dagegen, welche dem zweiten Falle entsprechen, Brücken mit unten liegender Bahn. Die letzteren werden offene Brücken genannt, wenn oberhalb der Fahrbahn keine Querverbindung der Hauptträger stattfindet, dagegen geschlossene Brücken, wenn daselbst eine Querverbindung vorhanden ist.

b. Hängebrücken. Die Hängebrücken zeigen eine Brückenform mit sehr tief liegender Fahrbahn; die notwendige Konstruktionshöhe ist annähernd so groß, wie die Dicke der Fahrbahn einschließlich der Höhe der Querträger. Die Fahrbahn liegt stets zwischen den Hauptträgern; die Konstruktion weist alle Mängel auf, welche für diese Anordnung oben (bei den Balkenbrücken) nachgewiesen sind. Die schlechte Querversteifung derselben ist bekannt.

c. Bogenbrücken. Die Bogenbrücken erfordern in gewissem Sinne eine sehr große, in anderem Sinne nur eine sehr geringe verfügbare Konstruktionshöhe. Man muß zunächst fordern, daß bei Strombrücken kein Teil der Eisenkonstruktion in das Hochwasser eintauche bzw. durch vom Hochwasser mitgeführte Gegenstände beschädigt werde; demnach muß der ganze Bogen über Hochwasser liegen, es muß also zwischen Hochwasser und Brückengradiente eine Höhe verfügbar sein, welche sich aus Bogenpfeil,

Bogenhöhe, Fahrbahndicke und dem Maße zusammensetzt, welches angiebt, wie tief das Hochwasser unter dem tiefsten Punkte der Eisenkonstruktion liegen muß. Diese Höhe ist bei großen Brücken ziemlich bedeutend, sodaß bei Bogenbrücken eine große verfügbare Höhe zwischen Hochwasser und Brückengradienten verlangt werden muß. Dagegen genügt als verfügbare Höhe über den höchsten Punkten der Schiffe, welche bei höchstem schiffbaren Wasserstande den Fluß befahren, in der Regel ein kleines Maß. Da die freie Höhe, welche für die Schifffahrt erforderlich ist, meistens nicht auf die ganze Breite der Brückenöffnung verlangt wird, so kann man den Bogen leicht so konstruieren, daß er außerhalb der verlangten Breite tiefer, bis zu den Kämpfern, hinabreicht. Daraus ergibt sich dann das Maß für die hier nötige Konstruktionshöhe als die Summe aus der Fahrbahndicke, der Bogenstärke im Scheitel und der Pfeilhöhe des mittleren Bogenteils, welcher der vorgeschriebenen freien Breite entspricht. Es ist ein großer Vorzug der Bogenbrücken, daß man die unter der Fahrbahn verfügbare, mitunter sehr geringe Höhe ganz vorzüglich ausnutzen kann.

Man hat hier alle Vorteile, welche bei der hohen Fahrbahnlage der Balkenträger angeführt sind: Die Hauptträger liegen ganz unter der Fahrbahn, sie können so angeordnet werden, daß sie in jeder Hinsicht vorteilhaft liegen, die Querversteifung ist eine sehr vollkommene, die Fußwege können ausgekragt werden. Dazu kommt noch die schöne Form, welche unter Umständen für die Wahl des Systems ausschlaggebend ist.

4. Einfluß der Breite.

Unter Breite der Brücke soll hier speziell der Abstand der beiden äußersten Hauptträger verstanden werden; in den meisten Fällen sind gewisse Grenzen gegeben, innerhalb deren dieses Maß liegen muß.

Bei den Eisenbahnbrücken ist die Breite hauptsächlich von der Höhenlage der Fahrbahn abhängig. Liegt die Fahrbahn oben, also ganz über den Hauptträgern, so ist man in der Breitenbemessung ziemlich unabhängig; besonders darauf ist dann zu achten, daß die Brücke genügende seitliche Stabilität gegen Umkanten durch Wind bietet. Ausführliches darüber bringt § 17. Liegt die Fahrbahn dagegen unten, also zwischen den Hauptträgern in der Höhe der unteren Gurtung derselben, so muß man die Hauptträger mit ihren Achsen so weit auseinander legen, daß zwischen ihnen das Normalprofil des lichten Raumes Platz findet; demnach ist dann die Breite zwischen den Hauptträgern bei eingleisigen Brücken wenigstens auf 4,0 m, bei zweigleisigen Brücken wenigstens auf 7,5 m zu bemessen. Wenn die Hauptträgerhöhe nach den Auflagern zu abnimmt und zwar bis zu einer Höhe, welche weniger als rund 3,20 m über Schienenoberkante liegt, sind die erwähnten Maße noch jederseits so weit zu vergrößern, daß kein Teil der oberen Gurtung in das Normalprofil fällt. Falls keine Fußwege ausgekragt werden, so empfiehlt es sich, die erwähnten Minimalmaße jederseits so viel zu vergrößern, daß ein Arbeiter neben einem fahrenden Zuge zur Not Platz findet; es genügt dafür, weil zwischen den weitest vorspringenden Teilen des Zuges und der seitlichen Begrenzung des Normalprofils noch 0,425 m freien Raum sind, etwa 0,15 (wie in Österreich als kleinstes Maß vorgeschrieben) bis 0,20 m. Man vergleiche Kap. I, § 13, S. 70.

Bei einer mittleren Höhenlage der Fahrbahn gegen die Hauptträger bestimmen sich die Breiten der Brücken ebenfalls aus dem Normalprofil des lichten Raumes und fallen um so größer aus, je höher die höchsten Punkte der Hauptträger über Schienenoberkante liegen. Hiervon wird in § 17 eingehender die Rede sein; ebendasselbst sollen auch die Breiten der Kurven-Brücken erörtert werden.

Für Strafsenbrücken ist die Breite der Fahrbahn (zwischen den Bordsteinen) und der Fußwege meistens vorgeschrieben. Man vergleiche darüber Kap. I, § 13, S. 68 u. 69. Die Hauptfrage, welche hier interessiert, betrifft die Lage der Fußwege gegen die Hauptträger.

Allgemein wird es stets günstig sein, die Fußwege auszukragen, also auf Konsolen zu legen. Wenn die Fahrbahn oben liegt, so empfiehlt dies sich bei großen Brücken fast stets; immerhin kann es unter Umständen, namentlich bei kleineren Brücken, billiger sein, einen besonderen, leichten Hauptträger außen zu verlegen, welcher den Querträgern bzw. den Belageisen der Fußwegtafel zur Stütze dient.

Liegt jedoch die Fahrbahn unten, so ist die Frage betreffs der Fußweglage und damit auch der Brückenbreite recht schwierig zu entscheiden. Werden die Fußwege zwischen die Hauptträger gelegt, so ergeben sich sehr lange und schwere Querträger; da in solchem Falle auch gewöhnlich geringe Konstruktionshöhe verfügbar ist, so wird die Anordnung für den Materialaufwand der Querträger doppelt ungünstig. Dagegen erreicht man den Vorteil ungehinderten Querverkehrs auf der Brücke, welcher bei verkehrsreichen Strafsen von großer Bedeutung ist. Falls dagegen die Fußwege ausgekragt werden, wenn also nur die Fahrbahn zwischen den Hauptträgern liegt, so ergeben sich kurze und billige Querträger. Man muß dann die Hauptträger mit genügend großen Öffnungen konstruieren, um den Querverkehr zu ermöglichen. Die letzte Anordnung ist meistens vorzuziehen.

Nunmehr soll auf die Anordnung der Hauptträger gerader Eisenbahn- und Strafsenbrücken näher eingegangen werden.

§ 17. Anordnung der Hauptträger der Eisenbahnbrücken.

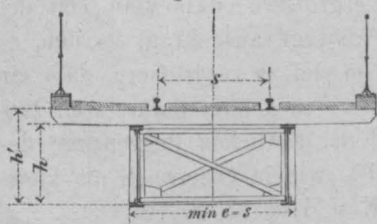
Anzahl und Entfernung der Hauptträger stehen, dem besonderen Zwecke dieser Brücken gemäß, in enger Beziehung zu den getragenen Gleisen und der Lage der Bahn in Bezug zu jener der Träger.

1. Brücken mit oben liegender Bahn.

a. Eingleisige Brücken.

1. Anordnung zweier Träger. Die Trägerentfernung muß mindestens gleich der Entfernung der Schienenstränge sein.

Fig. 31.



Ist e die Trägerentfernung, s die Entfernung der Schienen, so ist demnach

$\min e = s$, und für normale Spurweite:

$\min e = 1,5 \text{ m}$ (s. Fig. 31).

Dieser Abstand der Träger hat jedoch nur für gerade Bahnstrecken Geltung. Liegt die Brücke in einer Kurve, deren Krümmungsradius $= r$ ist, und bedeutet l die Trägerlänge, so müßte, damit die Gleisstränge nicht außerhalb der Mittelebenen der Träger fallen, $\min e = s + f$ werden, wobei f die Pfeilhöhe des Bogens bedeutet. Bei normaler Spurweite ist dann mit Beachtung, daß

$$f = \frac{1}{8} \frac{l^2}{r}, \quad \min e = 1,5 \text{ m} + \frac{1}{8} \frac{l^2}{r}.$$

Diese Minimalwerte von e sind bloß mit Rücksicht auf die Gleisweite ermittelt; es treten jedoch noch andere Umstände ein, welche auf dieses Maß Einfluß haben. Es ist dies hauptsächlich die Forderung nach ausreichender Stabilität der Brücke gegen seitlich wirkende Horizontalkräfte. Daß dieser Bedingung durch angemessene Entfernung der Hauptträger am zweckmäßigsten entsprochen werden kann, bedarf wohl keiner Begründung.

Einfluß der Horizontalkräfte auf die Trägerentfernung. Die zur Wirkung gelangenden seitlichen Horizontalkräfte sind:

1. Der Winddruck,
2. die seitlichen Drücke, hervorgerufen durch Stöße der rollenden Verkehrsmittel, und
3. bei Brücken in Kurven die von den bewegten Lasten ausgeübte Centrifugalkraft.

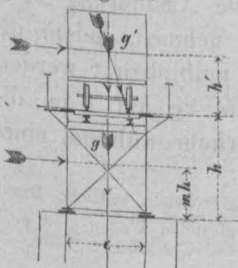
Namentlich der Winddruck ist es, der vermöge seiner Stärke die anderen Kräfte weitaus übertrifft, und dessen Wirkung demnach auch als maßgebend für die Beurteilung der Stabilität der Brücke angesehen werden muß.

Nachdem der Eisenbahnverkehr während herrschender Orkane unstatthaft ist, und höchstens bei einem Winddrucke, welcher der Stabilität unbeladener Güterwagen entspricht, noch ausführbar ist, werden die anzustellenden Stabilitätsuntersuchungen für Brücken unter zwei verschiedenen Annahmen durchzuführen, und das ungünstigere Resultat, als das maßgebende, beizubehalten sein. Die erste Annahme setzt die Belastung der Brücke mit unbeladenen Güterwagen und die Wirkung eines Winddruckes voraus, der etwa der Stabilität der Wagen entspricht, — die zweite Annahme die freie, dagegen dem maximalen Winddrucke ausgesetzte Brücke. Für die erste Annahme möge hier die Größe des Winddruckes mit 150 kg auf 1 qm, für die zweite mit 280 kg auf 1 qm eingeführt werden. Man vergleiche § 4 dieses Kapitels.

Sei nun:

- F die dem Winddrucke ausgesetzte Fläche der Brückenträger f. d. lfd. m,
 F' die dem Winddrucke ausgesetzte Fläche des Wagenzuges f. d. lfd. m,
 h die Trägerhöhe,
 l die Trägerlänge,
 e die Entfernung der Träger,
 h' die Höhe des Schwerpunktes der vom Winde getroffenen Wagenfläche über Schienenhöhe,
 mh die Höhe des Druckmittelpunktes der Trägerfläche über der Umsturzkannte,
 g das Gewicht der Brücke f. d. lfd. m,
 g' das Gewicht der Wagen f. d. lfd. m und
 W der Winddruck auf 1 qm der getroffenen Fläche,

Fig. 32.



so ist für den Gleichgewichtszustand der Brücke mit Bezug auf Fig. 32 näherungsweise:

$$W[F \cdot m \cdot h + F'(h + h')] = (g + g') \cdot \frac{e}{2},$$

woraus sich der erforderliche Minimalwert von e ergibt:

$$\min e = 2W \frac{F \cdot m \cdot h + F'(h + h')}{g + g'}.$$

F und mh sind von dem Trägersysteme und der Konstruktion der Träger abhängig; in dem Werte von F' ist über-

dies auch noch jener Anteil der Fläche des zweiten Trägers enthalten, der bei nicht normal gegen die Trägerebenen gerichtetem Winddrucke getroffen erscheint. Man kann $F = n \cdot h$ setzen, wobei n ein Koeffizient ist, der sowohl dem Einfluß des Trägersystems, als dem erwähnten Flächenanteil der zweiten Wand näherungsweise entspricht, und etwa annehmen:

für vollwandige Balkenbrücken: $F = 1,3 h$, $m = 0,5$;

für Parallel-Gitterträger: $F = 0,53 h$, $m = 0,5$;

für Bogenträger: $F = 0,3 h$, $m = 0,7$.

Entsprechend den Dimensionen ausgeführter neuerer Güterwagen ist:

$$F' = 2,4 \text{ qm}, \quad h' = 2,0 \text{ m}, \quad g' = 800 \text{ kg},$$

sodafs:

$$\min e = 2 W \frac{F \cdot m \cdot h + 4,8 + 2,4 h}{g + 800}.$$

Der ersten Annahme gemäß ist $W = 150 \text{ kg}$ auf 1 qm , mithin

$$\min e = 300 \frac{F \cdot m \cdot h + 4,8 + 2,4 h}{g + 800},$$

für die zweite dagegen, mit $W = 280 \text{ kg}$ auf 1 qm , folgt:

$$\min e' = 560 \frac{F \cdot m \cdot h}{g}.$$

Um mittleren Verhältnissen entsprechende Werte zu erhalten, soll für g der Näherungsausdruck $g = 30 l + 800 \text{ kg}$ zu Grunde gelegt und mit den Mittelwerten $F = 0,4 h$ und $m = 0,6$ die Rechnung durchgeführt werden. Es ergibt sich alsdann:

$$\min e = 7,2 \frac{h^2 + 10 h + 20}{3l + 160}$$

$$\min e' = 13,5 \frac{h^2}{3l + 80}.$$

Unter der Annahme $h = \frac{l}{10}$ berechnet sich hiermit für

$l =$	20	30	40	50	60	80	100 m
$\min e =$	1,44	1,69	1,95	2,20	2,45	2,95	3,44 m
$\min e' =$	0,38	0,71	1,08	1,46	1,86	2,69	3,54 m.

Den Werten von $\min e$ entspricht die Gleichung:

$$\min e = 0,94 + 0,25 h.$$

Die Annahme $h = \frac{1}{8} l$ ergibt für

$l =$	20	30	40	50	60	80	100 m
$\min e =$	1,67	2,06	2,44	2,82	3,20	3,96	4,71 m
$\min e' =$	0,59	1,11	1,68	2,27	2,90	4,20	5,52 m,

wonach die Gleichung $\min e = 0,92 + 0,304 h$ angenäherte Werte für $\min e$ liefert.

Unter den angegebenen Verhältnissen ergibt sich hiernach für Spannweiten bis zu 70 m $\min e$ größer als $\min e'$ und es würden daher die ersteren Werte als maßgebend anzusehen sein. Die eben gerechneten Entfernungen e der Hauptträger entsprechen aber dem mathematischen Gleichgewichtszustande; für die Ausführung ist es empfehlenswert, auch auf unvorhergesehene Zufälle Rücksicht zu nehmen, indem die erhaltenen Werte von $\min e$ noch mit einem Sicherheitskoeffizienten multipliziert werden.

Obwohl die angenommene GröÙe des Winddruckes von 150 kg auf 1 qm die Stabilität unbeladener Güterwagen bereits gefährdet⁵³⁾, also der Verkehr während eines

⁵³⁾ Je nach Konstruktion der Wagen wechselt der dem Gleichgewichte entsprechende seitliche Druck f. d. qm Wagenfläche zwischen 100 bis 130 kg . Die bis zur vollen Tragfähigkeit belasteten Wagen sind noch bei einem Seitendrucke von 300 kg f. d. qm standfähig.

derartigen Sturmes nahezu unstatthaft ist, so liegt es dennoch im Bereiche der Möglichkeit, daß einmal der Fall eintrete, wo ein Zug genötigt sein kann, auf einer Brücke stehen bleiben und einem heftigen Winde daselbst standhalten zu müssen (z. B. infolge von Schneeverwehungen oder anderen Unfällen). Erreicht dann auch die Gröfse des Winddruckes nicht jene angenommene Stärke (obschon dies nach dem früheren auch nicht ausgeschlossen ist), so ist doch weiter zu beachten, daß das angenommene und in Rechnung gezogene Gewicht der Brücke thatsächlich gröfser als das wirkliche Gewicht sein kann. Diese Erwägungen rechtfertigen die Einführung eines Sicherheitskoeffizienten in die obigen Rechnungsergebnisse. Nimmt man für denselben z. B. die Gröfse 1,5 an, so würde die den Hauptträgern zu gebende Entfernung $e = 1,5 \cdot \min e$ sein. Für diese Annahme ergibt sich:

$$e = 10,8 \frac{h^2 + 10h + 20}{3l + 160};$$

für $h = \frac{1}{10} l$ würden $e = 1,4 + 0,37 h$, und für $h = \frac{1}{8} l$, $e = 1,4 + 0,45 h$ als angenäherte Ausdrücke betrachtet werden können.

Nach diesen Beziehungen ergibt sich für $h = \frac{1}{10} l$, für

$l = 20 \quad 30 \quad 40 \quad 50 \quad 60 \text{ m}; \quad e = 2,14 \quad 2,50 \quad 2,88 \quad 3,25 \quad 3,62 \text{ m.}$

Ausführungen der österreichischen Südbahn zeigen für

$l = 20 \quad 30 \quad 40 \quad 50 \quad 60 \text{ m}; \quad e = 2,2 \quad 2,5 \quad 3,0 \quad 3,5 \quad 4,0 \text{ m.}$

Die Brücken der österreichischen Nordwestbahn erhielten für

$l = 20 \quad 30 \quad 40 \quad 50 \quad 60 \text{ m}; \quad e = 2,6 \quad 2,6 \quad 3,0 \quad 4,0 \quad 4,0 \text{ m.}$

Für $h = \frac{1}{8} l$, würde für

$l = 20 \quad 30 \quad 40 \quad 50 \quad 60 \text{ m}; \quad e = 2,52 \quad 3,08 \quad 3,65 \quad 4,20 \quad 4,77 \text{ m}$

folgen.

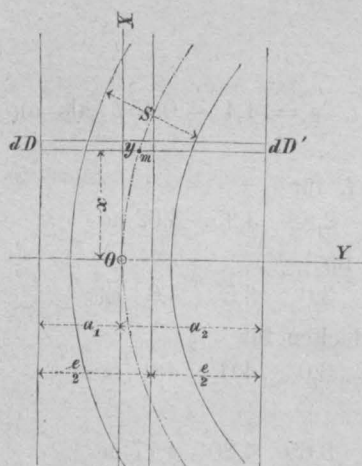
Die in obigem gefundenen Resultate entsprechen selbstverständlich nur den gemachten Voraussetzungen. In jedem bestimmt vorliegenden Falle sind die thatsächlichen Verhältnisse maßgebend und es muß dem Ermessen des Konstrukteurs überlassen bleiben, die Anordnung der Träger mit Rücksicht auf die Stabilität der Brücke je nach der Ortslage und der daselbst auftretenden Heftigkeit der Winde und nach anderen maßgebenden Umständen vorzunehmen. Um sicher zu gehen, empfiehlt es sich, den Winddruck etwas gröfser in die Rechnung einzuführen, als er ungünstigstenfalls je werden kann; die Breite, bei welcher unter dieser Annahme Gleichgewicht herrscht, ist als ausreichend zu bezeichnen.

Entfernung der Hauptträger bei Brücken in Kurven. Es wurde bereits erwähnt, daß in diesem Falle die Brückenachse parallel zur Bogensehne, welche durch den Schnitt der Bahnkurve mit den die Lichtweite eingrenzenden Ebenen entsteht, zu legen ist. Es handelt sich nun darum, die Entfernung der Brückenachse von der Bogensehne zu bestimmen, um hiernach die Hauptträger zweckmäfsig anordnen zu können.

Von dem Grundsatz ausgehend, daß Gleichartigkeit und Gleichmäfsigkeit der Konstruktion der Hauptträger Bedingung einer zweckmäfsigen Anordnung sei, wird man bestrebt sein, dieselbe so zu wählen, daß die maximale Beanspruchung für jeden Hauptträger die gleiche Gröfse annähernd erhalte. Die mit verschiedenen Geschwindigkeiten verkehrenden Züge werden die Hauptträger auch verschieden beanspruchen, da die Überhöhung des äufseren Schienenstranges der gröfsten Zuggeschwindigkeit angemessen ist. Es wird also durch Züge mit geringerer Geschwindigkeit der dem inneren Schienenstrang näher liegende Hauptträger mehr beansprucht als der zweite,

für den wieder die Schnellzüge eine Mehrbeanspruchung bewirken. Wollte man diesen Umständen Rechnung tragen, so könnte dies in der Art geschehen, daß der für jeden Hauptträger ungünstigst wirkende Belastungsfall ins Auge gefaßt und die Lage des Bogens zwischen den Trägern nach der Bedingung gleicher maximaler Beanspruchung der Hauptträger ermittelt wird. Streng genommen läßt sich diese Aufgabe schwer lösen, da die Wirkungen der Centrifugalkraft auf die Beanspruchung der Träger mit berücksichtigt werden müßten; wenn es sich jedoch bloß um näherungsweise Ermittlungen handelt, so genügt die nachstehende einfache Berechnung, welche die seitlichen Beanspruchungen der Hauptträger aufser Acht läßt.

Fig. 33.



Nennt man:

- l die Trägerlänge (im Grundriß),
- e die Entfernung der Hauptträger,
- s die Entfernung der Schienenmitten,
- r den Krümmungshalbmesser des Bogens,
- f die Pfeilhöhe des Bogens,
- z die Überhöhung des äußeren Schienenstranges,

und nimmt — unter Voraussetzung einer rechtwinkligen Kreuzung — den in die Brückenmitte fallenden Bogenscheitel O (Fig. 33) zum Ursprung eines rechtwinkligen Koordinatensystems, von welchem die beiden Hauptträger um a_1 bzw. a_2 abstehen mögen, so ist für einen Punkt m des Bogens näherungsweise

$$y = \frac{x^2}{2r}.$$

Wird ferner vorausgesetzt, daß eine gleichmäßige Belastung p pro Längeneinheit mit der Geschwindigkeit v längs des Bogens über die Brücke bewegt werde, so wirkt in dem Querschnitte x das Gewicht des bewegten Lastelementes $p dx$ und die von demselben geäußerte Centrifugalkraft $p dx \cdot \frac{v^2}{gr}$; wobei $g = 9,81 \text{ m.}$ — Es entstehen hierdurch in den Punkten a und b des Querschnittes x (s. Fig. 34) die vertikalen Drücke:

$$dD = \frac{p dx}{e} \left\{ a_2 - \frac{x^2}{2r} - \left[c \sin \alpha - \frac{v^2}{gr} \left(\frac{z}{2} + c \cos \alpha + w \right) \right] \right\} \quad \text{und}$$

$$dD' = \frac{p dx}{e} \left\{ a_1 + \frac{x^2}{2r} + \left[c \sin \alpha - \frac{v^2}{gr} \left(\frac{z}{2} + c \cos \alpha + w \right) \right] \right\},$$

wobei w die Höhe des Schienenkopfes der inneren Schiene über den Trägern bedeutet.

Fig. 34.

Setzt man

$$c \sin \alpha - \frac{v^2}{gr} \left(\frac{z}{2} + c \cos \alpha + w \right) = k,$$

so ergibt sich der Gesamtdruck des linken bzw. rechten Trägers mit

$$D = \frac{p}{e} \int_{-l/2}^{+l/2} \left\{ a_2 - \frac{x^2}{2r} - k \right\} dx = \frac{pl}{e} \left\{ a_2 - k - \frac{1}{24} \frac{l^2}{r} \right\} \quad \text{und}$$

$$D' = \frac{p}{e} \int_{-l/2}^{+l/2} \left\{ a_1 + \frac{x^2}{2r} + k \right\} dx = \frac{pl}{e} \left\{ a_1 + k + \frac{1}{24} \frac{l^2}{r} \right\}.$$

Bei Balkenträgern, die auf zwei Stützen frei aufliegen, treten die maximalen Biegemomente mit Rücksicht auf die Symmetrie der Anordnung in den Trägermitten auf. Bezeichnen M und M' diese Maximalmomente für den linken bzw. rechten Hauptträger, so ist:

$$M = \frac{Dl}{4} - \int_0^{l/2} x \cdot dD = \frac{pl^2}{8e} \left\{ a_2 - k - \frac{1}{48} \frac{l^2}{r} \right\}$$

und analog

$$M' = \frac{pl^2}{8e} \left\{ a_1 + k + \frac{1}{48} \frac{l^2}{r} \right\}.$$

Für die größte Zuggeschwindigkeit, welcher die Überhöhung z des äußeren Schienenstranges entspricht, ist $v = V$ und $\frac{V^2}{gr} = \tan \alpha$, mithin $k = -\left(w + \frac{z}{2}\right) \tan \alpha$.

Dafür würde sich ergeben:

$$M_V = \frac{pl^2}{8e} \left\{ a_2 + \left(w + \frac{z}{2}\right) \tan \alpha - \frac{1}{48} \frac{l^2}{r} \right\}$$

$$M'_V = \frac{pl^2}{8e} \left\{ a_1 - \left(w + \frac{z}{2}\right) \tan \alpha + \frac{1}{48} \frac{l^2}{r} \right\}.$$

Dagegen ist in dem Falle, wo die Last ruhig auf der Brücke steht,

$$v = 0 \text{ und } k = c \sin \alpha = c \cdot \frac{z}{s}, \text{ wofür}$$

$$M_o = \frac{pl^2}{8e} \left\{ a_2 - c \frac{z}{s} - \frac{1}{48} \frac{l^2}{r} \right\} \text{ und}$$

$$M'_o = \frac{pl^2}{8e} \left\{ a_1 + c \frac{z}{s} + \frac{1}{48} \frac{l^2}{r} \right\} \text{ folgt.}$$

Der erste Fall findet für Schnellzüge, der zweite dagegen nur ausnahmsweise statt. Um den Einfluß der mit geringen Geschwindigkeiten verkehrenden, jedoch schwereren Lastzüge zu berücksichtigen, nehme man die beiden extremen Fälle $v = V$ und $v = 0$ in Rechnung. Selbstverständlich sind für den linken Träger M_V , für den rechten Träger M'_o als die relativ größten Biegemomente einzuführen. Setzt man nun $M_V = M'_o$, so folgt:

$$a_2 + \left(w + \frac{z}{2}\right) \tan \alpha - \frac{1}{48} \frac{l^2}{r} = a_1 + c \frac{z}{s} + \frac{1}{48} \frac{l^2}{r},$$

woraus

$$a_2 - a_1 = \frac{1}{24} \frac{l^2}{r} + c \frac{z}{s} - \left(w + \frac{z}{2}\right) \tan \alpha,$$

und mit $\tan \alpha = \frac{z}{s}$, $a_2 + a_1 = c$

$$a_2 = \frac{c}{2} + \frac{1}{48} \frac{l^2}{r} + \frac{z}{2s} \left(c - w - \frac{z}{2}\right) \text{ und}$$

$$a_1 = \frac{c}{2} - \frac{1}{48} \frac{l^2}{r} - \frac{z}{2s} \left(c - w - \frac{z}{2}\right) \text{ sich ergibt.}$$

Der Abstand des Bogenseitels von der Brückenachse bestimmt sich aus

$$f = a_2 - \frac{e}{2} = \frac{1}{48} \frac{l^2}{r} + \frac{z}{2s} \left(c - w - \frac{z}{2}\right).$$

Für normalspurige Bahnen ist $2s = 3 \text{ m}$; führt man außerdem die Pfeilhöhe des Bogens $f = \frac{l^2}{8r}$ in die Rechnung ein, so folgt:

$$f' = \frac{1}{6} f + \frac{z}{3} \left(c - w - \frac{z}{2}\right).$$

Mit den Mittelwerten $c = 1,3 \text{ m}$ und $w = 0,34 \text{ m}$ erhält man dann

$$f' = \frac{1}{6} [f + z(1,92 - z)].$$

Nach der im obigen Sinne geführten Rechnung ergibt sich im Hinweis auf Fig. 33, S. 132 die Entfernung der Hauptträger, indem einerseits

$$a_2 = \frac{s}{2} + \frac{l^2}{s\left(r - \frac{s}{2}\right)} \text{ gesetzt wird, mit}$$

$$\min e = s + \frac{1}{4} \frac{l^2}{r - \frac{s}{2}} - 2f', \text{ bzw. für } a_1 = \frac{s}{2},$$

anderseits:

$$\min e = s + 2f'.$$

Von diesen beiden Werten ist der größere als maßgebend beizubehalten.

Um beurteilen zu können, unter welchen Umständen der eine dieser Werte größer wird als der andere, bildet man die Differenz beider; das positive Vorzeichen derselben entspricht dann dem größeren Werte. Je nachdem nun

$$\frac{1}{4} \frac{l^2}{r - \frac{s}{2}} - 4f' \geq 0, \text{ hat der erste bzw. der zweite Gültigkeit.}$$

Näherungsweise kann man

$$\frac{1}{8} \frac{l^2}{r - \frac{s}{2}} = f \text{ setzen,}$$

wodurch sich die Beziehung $f - 2f' \geq 0$ ergibt. Wird für z der oft angewandte Wert $z = \frac{40}{r}$ angenommen und werden die Werte für f und f' in die Rechnung eingeführt, so folgt:

$$\frac{l^2}{8r} - \frac{1}{3} \left[\frac{l^2}{8r} + \frac{40}{r} \left(1,92 - \frac{40}{r} \right) \right] \geq 0,$$

woraus

$$\left(\frac{l}{2} \right)^2 \geq 40 \left(1,92 - \frac{40}{r} \right).$$

Da $r \geq 180$ m, so übergeht obige Beziehung annäherungsweise in die folgende: $l \geq 16,4$ m, d. h. für Trägerlängen größer als 16 m würde die Entfernung der Hauptträger mit

$$\min e = s + \frac{1}{4} \frac{l^2}{r - \frac{s}{2}} - 2f',$$

für Trägerlängen kleiner als 16 m dagegen mit

$$\min e = s + 2f' \text{ zu bemessen sein.}$$

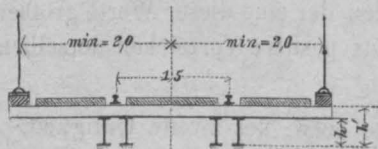
Gleichzeitig folgt aus dem angestellten Vergleiche, daß für Trägerlängen, die größer als 16 m sind, $f > 2f'$ wird, daher die Brückenachse über den Halbierungspunkt der Pfeilhöhe gegen den Bogenscheitel hin, bei kleineren Trägerlängen dagegen gegen die Sehne hin vorrückt.

In obigem ist vorausgesetzt, daß die Hauptträger in Vertikalebene liegen. Damit die seitliche Beanspruchung derselben infolge der Centrifugalkraft vermieden bzw. herabgemindert werde, hat man sie auch normal zur Gleisebene — entsprechend der Überhöhung — angeordnet. Hierdurch wird erreicht, daß die Ebenen der Tragwände eine parallele Lage zur Richtung der aus dem Belastungsgewichte und der Centrifugalkraft resultierenden Kraft erhalten und somit die Träger bloß normal beansprucht werden. Allerdings tritt dies nur auf für Züge, die mit einer der Überhöhung entsprechenden Geschwindigkeit verkehren. Die erwähnte Anordnung kann nur für kleine Brücken angewendet werden und dürfte dort, wo keine zu großen Überhöhungen vorkommen und auf ästhetische Rücksichten nur ein geringes Gewicht gelegt wird, ganz vorteilhaft sein. Man vergleiche Kap. VIII, § 2.

2. Die Anordnung dreier Hauptträger findet nur in seltenen Fällen Anwendung und ist nicht zu empfehlen. Falls besondere Umstände eintreten, welche eine derartige Anordnung rechtfertigen, so können die Trägerentfernungen aus der Bedingung abgeleitet werden, daß die Belastung sämtlicher Träger eine gleiche Größe erreiche; hiervon wird im X. Kapitel eingehender die Rede sein. Bei anderen Trägerentfernungen finden ungleichmäßige Belastungen der Träger statt, welche dann auch verschiedene Beanspruchungen der Träger oder verschiedene Dimensionierung der Trägerquerschnitte bedingen.

3. Bei Anordnung von vier Hauptträgern ist es das beste, jeden Schienenstrang durch ein Trägerpaar derart zu stützen, daß die Träger symmetrisch gegen die

Fig. 35.



Schienenmitte liegen (Fig. 35). Die Entfernung der ein Trägerpaar bildenden Träger ist dann jedoch so klein als möglich zu machen, damit der Unterschied der auf jeden Träger entfallenden Drücke möglichst klein werde. Die Größe dieser Entfernung würde demnach zwischen 200 bis 300 mm zu wählen sein.

Bei Brücken mit kleinen Spannweiten und bei beschränkter Konstruktionshöhe, insbesondere jedoch dort, wo kein Konstruktionsteil oberhalb der Schienen liegen darf, kann diese Anordnung vorteilhaft Verwertung finden.

Den Übergang von eingleisigen zu zweigleisigen Bauwerken bilden die Brücken, für welche — wie beispielsweise für die Weichsel-Brücke bei Graudenz — eine sogen. Gleisverschlingung angeordnet ist. In diesem Falle tritt eine angemessene Vermehrung der Breite und der Hauptträger-Entfernung ein. Man vergleiche Kap. I, S. 71.

b. Zweigleisige Brücken.

Ausführungen dieser Brücken zeigen die Anwendung von zwei, drei und vier Trägern; ausnahmsweise findet sich, insbesondere bei älteren Brücken, auch eine größere Trägeranzahl vor.

1. Anordnung mit zwei Hauptträgern (Fig. 36). Die Trägerentfernung ist mit Rücksicht auf den geringsten Abstand der Gleisachsen, welcher nach § 7 der technischen Vereinbarungen 3,5 m beträgt,

$$\min c = 3,5 + 1,5 = 5,0 \text{ m.}^{54)}$$

Wenn dieses Maß verglichen wird mit den aus Stabilitätsrücksichten ermittelten Trägerentfernungen eingleisiger Brücken und wenn hierbei beachtet wird, daß zweigleisigen Brücken nahezu das doppelte Eigengewicht zukommt, so ergibt sich, daß letztere eine jedenfalls ausreichende Stabilität gegen horizontale Seitenkräfte besitzen.

Anordnung in Bahnkurven. Man ermittelt in ähnlicher Weise, wie dies bei eingleisigen Brücken geschehen, die Lage der Brückenachse gegen den Bogenseitel, indem man einmal die beiden Gleise total mit einer ruhenden Belastung, das zweitemal mit einer der Maximalgeschwindigkeit entsprechenden Belastung beider Gleise behaftet

annimmt, wodurch im ersten Falle der innere, im zweiten hingegen der äußere Hauptträger im Maximum beansprucht erscheint, setzt die maximalen Biegemomente für beide Träger gleich, und bestimmt aus dieser Bedingung den Abstand der Brückenachse vom Bogenseitel. Ist dieser Abstand $= f'$, so ergibt sich die Entfernung der Hauptträger

$$\min c = s + 3,5 + 2f' \quad \text{beziehungsweise mit}$$

$$\min c = s + 3,5 - 2f' + \frac{1}{4} \frac{l^2}{(r - 2,5)},$$

von welchen Werten der größere maßgebend ist. Für normalspurige Bahnen ist $s = 1,5 \text{ m}$, mithin

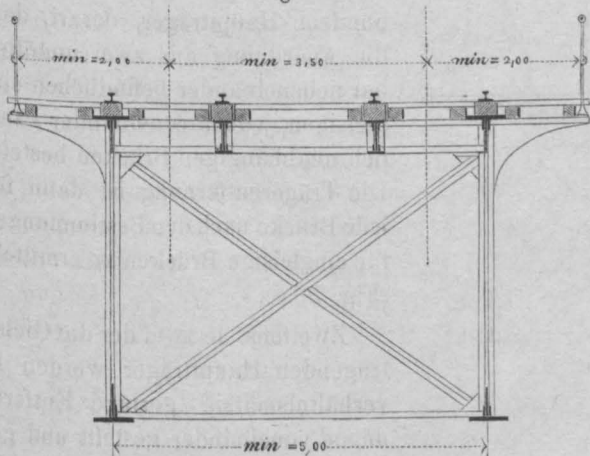
$$\min c = 5,0 + 2f' \quad \text{beziehungsweise}$$

$$\min c = 5,0 - 2f' + \frac{1}{4} \frac{l^2}{r - 2,5}.$$

Hierbei ist $f' = \frac{1}{6} [f + z(1,92 - z)]$.

⁵⁴⁾ Bei Erbauung neuer Bahnen ist eine Entfernung von Mitte zu Mitte der Gleise von mindestens 4 m empfohlen. (Techn. Vereinb. v. J. 1882.)

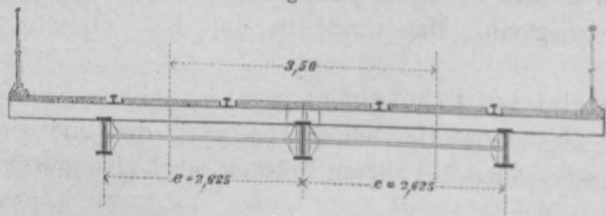
Fig. 36.



2. Die Anordnung mit drei Hauptträgern erfordert für den Fall, daß die Gleisachsen in die Mitte zwischen je zwei Träger gelegt werden, eine Trägerentfernung $e = 3,5$ m, sodafs die äußeren Träger dann voneinander um 7,0 m abstehen.

Das Minimum der Trägerentfernungen ergibt sich jedoch mit $\min e = 2,5$ m, wobei die äußeren Schienenstränge über die äußeren Hauptträger zu liegen kommen.

Fig. 37.



mittleren wie 7:6. Sollen die maximalen Belastungen der Träger unter der zufälligen Last gleiche Größe erhalten, so müßte $e = 2,625$ m, also der Abstand der äußeren Träger $= 2e = 5,25$ m gemacht werden (Fig. 37).

3. Die Anordnung mit vier Hauptträgern kann auf zweierlei Art bewerkstelligt werden.

Fig. 38 a.

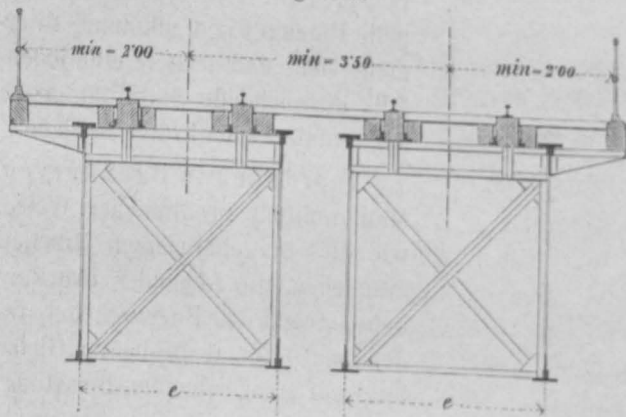
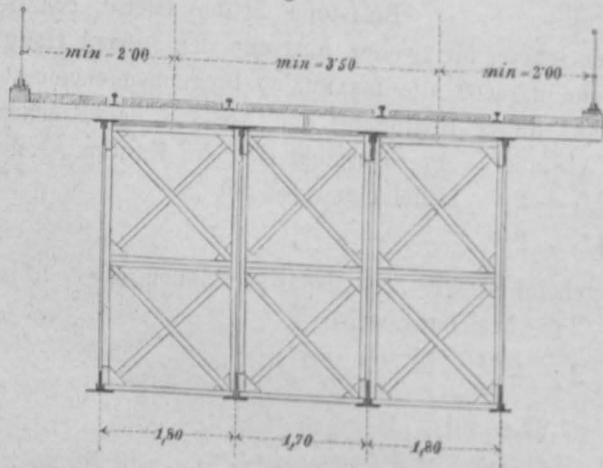


Fig. 38 b.



Erstens. Jedes Gleis erhält zwei zu einer eingleisigen Brücke verbundene Hauptträger, derart, daß die Anordnung aus zwei unmittelbar nebeneinander befindlichen eingleisigen, jedoch voneinander gänzlich unabhängigen Brücken besteht. Die Trägerentfernung ist dann für jede Brücke nach den Bestimmungen für eingleisige Brücken zu ermitteln (Fig. 38 a).

Zweitens. Je zwei der die Gleise tragenden Hauptträger werden in verhältnismäßig geringe Entfernungen voneinander gestellt und gegenseitig mittels Querverbänden in Zusammenhang gebracht (Fig. 38 b). Die Minimalentfernung der äußeren Hauptträger beträgt

$$\min e = 3,5 + 1,5 = 5,0 \text{ m,}$$

wobei die äußeren Schienenstränge über den Hauptträgern liegen.

c. Brücken mit mehr als zwei Gleisen.

Die Anordnungen der Hauptträger sind hier verschieden; die folgenden Arten sollen angeführt werden:

1. Jeder Schienenstrang wird von einem Hauptträger direkt getragen; die Entfernung der Hauptträger ist dann gleich der Gleisweite. Diese Anordnung findet Anwendung bei Brücken mit geringen Spannweiten, insbesondere auch bei Bahnhofsgleisen.
2. Jeder Schienenstrang wird von Zwillingsträgern aufgenommen. Bei kleinen Spannweiten bis zu etwa 10 m. Die Entfernung der Zwillingsträgermittel ist wie im früheren Falle gleich der Gleisweite.
3. Jedes Gleis erhält ein besonderes Hauptträgerpaar, das wie bei eingleisigen Brücken angeordnet wird. Die Gleisachsen fallen mit den Achsen der so entstandenen eingleisigen Brücken zusammen.
4. Man ordnet bei drei Gleisen vier, bei vier Gleisen fünf Hauptträger an, wobei die innen liegenden Hauptträger als gemeinsame Träger für je zwei Nachbargleise dienen. Die Entfernung der Hauptträger voneinander ist entweder gleich, oder es werden die äußeren Hauptträger in geringeren Entfernungen als die inneren angelegt. Im ersten Falle werden die inneren Träger stärker belastet, als die äußeren. Um eine gleichmäßigere Druckverteilung zu erzielen, können die äußeren Schienenstränge über die äußeren Hauptträger gelegt werden, wobei man bei vier Gleisen Hauptträgerentfernungen von je 3,0 m erhält, während bei drei Gleisen die äußeren Hauptträger 3,0 m von den inneren und diese voneinander um 2,5 m abstehen.
5. Wenn die Bettung auf der Brücke durchgeführt wird, so legt man die Hauptträger womöglich ebenfalls unter Rücksicht auf die Gleislage; es ist aber hier, besonders bei Anordnung von Weichen auf der Brücke, nicht immer möglich, regelmäßige Beziehungen zwischen Hauptträgern und Gleislage zu erreichen.

Wertschätzung der verschiedenen Anordnungen. Bei eingleisigen Brücken ist die Anordnung zweier Träger nicht allein die einfachste und gebräuchlichste, sondern in den meisten Fällen auch die zweckmäßigste und vorteilhafteste. Die gleichmäßige Verteilung der Lasten auf jeden Träger ermöglicht es, daß diese durchaus übereinstimmend durchgebildet und dimensioniert werden können, wodurch die Möglichkeit gleichmäßiger Bearbeitung geboten und die Garantie einer soliden Herstellung erhöht wird. Die Materialausnützung ist bei dieser Anordnung eine vollständigere, als dies bei einer größeren Trägerzahl erreichbar, da der zur Herstellung eines jeden Trägers erforderliche Materialaufwand den theoretischen Bedarf übertrifft, und sonach dieser Materialüberschuß um so größer ausfallen wird, je größer die Anzahl der Träger ist.

Mit der größeren Trägerzahl wächst die Arbeit, sowohl bei Anfertigung der Träger in der Fabrik, als bei der Montierung und Aufstellung am Bauplatz. Es ist leicht einzusehen, daß diese Arbeit mit der zunehmenden Größe des Bauwerks wiederum wächst. Es ist ferner erforderlich, daß die Träger nicht bloß die genaue geometrische Gestalt erhalten, sondern sie müssen außerdem in die richtige gegenseitige Lage gebracht und darin erhalten werden. Die genaue Herstellung der Träger und das Einbringen derselben in die richtige Lage, insbesondere die Gleichmäßigkeit der Auflagerung auf den Widerlagern unter Erhaltung der vorgeschriebenen gegenseitigen Lage und das Anpassen der Verbandstücke ist um so schwieriger zu erreichen, je größer die Trägerzahl.

Aus allen diesen Erwägungen ist ersichtlich, daß mit der Anordnung zweier Träger den gestellten Anforderungen am leichtesten entsprochen wird, und daß nur unter zwingenden Umständen die Anordnung einer größeren Trägerzahl gerechtfertigt erscheint.

Bei zweigleisigen Brücken gelten die obigen Erwägungen gleichfalls, jedoch bleibt noch folgendes hinzuzufügen.

Bei Anordnung zweier Hauptträger treten, unter Belastung nur eines Gleises, ungleichmäßige Durchbiegungen der Träger auf, indem der dem belasteten Gleise nächstliegende Träger eine verhältnismässig grössere Durchbiegung erleidet, als der entferntere. Hierdurch vollzieht sich eine Verwindung der Brücke — eine Torsion —, die, wenn auch den Bestand des Bauwerks nicht bedrohend, insbesondere die Querverbände, deren Zweck es ist, die Träger in ihrer gegenseitigen Lage zu erhalten, überaus ungünstig beansprucht. Eine gleiche Erscheinung findet auch bei Anordnung dreier Träger statt, wobei der mittlere derselben eine grössere Widerstandsfähigkeit besitzen muß, als jeder der äusseren. In diesem Falle tritt noch der beachtenswerte Umstand hinzu, daß der mittlere stärkere Träger eine andere Dimensionierung erhalten muß, als die beiden anderen, wodurch die Konstruktion notwendigerweise komplizierter wird.

Vier (nach Fig. 38 b, S. 136) miteinander verbundene Hauptträger, wovon je zwei einem Gleis zur Stützung dienen, werden bei Belastung eines Gleises gleichfalls verschiedene Formänderungen annehmen, indem die direkt belasteten Träger bei ihrer Durchbiegung vermittle des vertikalen Querverbandes die nachbarlichen Träger in Mitleidenschaft ziehen und hierdurch die Tendenz zu einer seitlichen Verdrehung der Konstruktion hervorrufen. Es erhellet jedoch aus der Natur der ganzen Anordnung, daß in diesem Falle die Wirkung ungleicher Formänderung bei bloß einseitiger Belastung im Vergleich zu den früher besprochenen eine verhältnismässig geringe sein wird. — Diese Anordnung gestattet eine gleiche Trägereuteilung und verhältnismässig geringe Breitenmaße der Pfeiler.

Durch die Möglichkeit, die Träger nahe aneinanderrücken zu können, ohne die Stabilität der Brücke zu gefährden, wird es möglich, die Querträger der Bahn leicht zu halten, sodaß das Eisengewicht bei dieser Trägeranordnung im Vergleich zu anderen sich sehr günstig stellt.

Die Anordnung gesonderter Brücken für jedes Gleis erfüllt in vollkommenster Weise die Bedingung des von der Belastung des Nachbargleises unabhängigen Verhaltens der Träger; ein Vorteil, der mit Rücksicht auf die Schonung der Konstruktion nicht hoch genug anzuschlagen ist. Außerdem ermöglicht diese Anordnung die dem ersten Bedürfnis oft genügende Ausführung von nur einer eingeleisigen Brücke und erleichtert die Aufstellung der meist erst später erforderlichen zweiten Konstruktion. Hierdurch stellt sich das ursprüngliche Baukapital geringer und es wird, im Gegenhalte zur Anlage einer gemeinsamen zweigleisigen Brücke, die durch Nichtausnützung des zweiten Gleises verlorene Verzinsung des bezüglichlichen Kapitalteiles vermieden.

Obschon im allgemeinen derartige Anlagen grössere Pfeilerbreiten notwendig machen, als dies von Brücken mit nur zwei Trägern erforderlich sein würde, so beträgt dennoch bei mittleren Spannweiten, bis zu 30,0 m, diese erforderliche Mehrbreite nur 0,5 bis 1,0 m, wogegen das Gewicht der Eisenkonstruktion im Gegenhalte zu jenem zweigleisiger Brücken mit gemeinsamen Trägern sich hier entschieden günstiger stellt. Man kann daraus schliessen, daß für Spannweiten über 30,0 m die Anordnung zweier und dreier Träger wirtschaftlich günstiger ist, als jene mit gesonderten Brücken für jedes Gleis, daß hingegen bei geringeren Spannweiten der letzten Anordnung unbedingt der Vorzug gegeben werden muß. Bei dieser Schlussfolge ist jedoch die Notwendigkeit gleichzeitiger Ausführung der beiden Gleise vorausgesetzt; unter anderen Umständen müßte erst eine besonders anzustellende Rechnung über die vorteilhafteste Anordnung entscheiden.

2. Brücken mit zwischen den Trägern liegender Bahn.

Die Entfernung der Hauptträger ist durch die Breitenmaße des für den Verkehr frei zu haltenden Raumes bestimmt, sodaß die Bahn seitlich durch die Träger abgegrenzt erscheint. In der Regel gelangen auch nur zwei Träger zur Verwendung und nur ausnahmsweise, wenn die Bahn der Länge nach abgeteilt werden darf, oder bei kleinen Spannweiten und sehr beschränkter Konstruktionshöhe findet man mehrere Träger angeordnet. — Die Trägerentfernung ist namentlich abhängig von dem Profil des lichten Raumes, der Konstruktions- und der Trägerhöhe.

Das Profil des lichten Raumes ist gegeben durch die Bestimmungen der technischen Vereinbarungen § 6, die Konstruktionshöhe ist durch die örtlichen Verhältnisse bedingt. Die Trägerhöhe steht in Beziehung zur Spannweite, dem Trägersystem und wird auf Grund besonderer Erwägungen ermittelt.

In den nachfolgenden Erörterungen werden wir — wie fast überall üblich — die Bezeichnung „Bahniveau“ auf die Höhenlage der „Schwellenoberfläche“ in der Bahnachse beziehen und dafür den Ausdruck „Schwellenhöhe“, „Schwellenoberkante“ gebrauchen.

a. Eingleisige Brücken.

1. Bei Anordnung zweier Hauptträger (Fig. 39 a u. b) ist die erforderliche geringste Trägerentfernung aus dem Normalprofile des lichten Raumes (Fig. 39 b) und den über die Schienen hinausragenden Trägerhöhenabschnitten zu ermitteln. — Nennt man

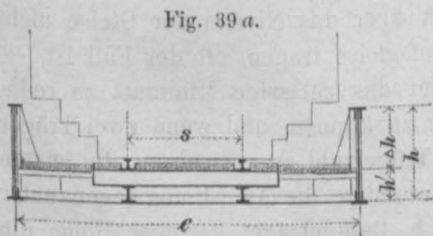


Fig. 39 a.

h die Trägerhöhe,
 b die größte Breite des Trägerquerschnittes,
 h' die Höhendifferenz zwischen Schwellen-
 höhe und Unterkante der Träger, und
 u die Schienenhöhe,

so ist die Differenz $\Delta h = h - h'$ im Zusammen-
 halte mit dem Normalprofile maßgebend für die
 minimalen Trägerabstände.

Aus dem Normalprofile folgt beispielsweise:

für $\Delta h \leq 0,76 \text{ m} + u$,	für $\min e = 3,30 + b$,
" $\Delta h > 0,76 \text{ m} + u$,	" $\min e = 4,00 + b$.

Die in Fig. 39 a gezeichneten Linien entsprechen dem älteren Normalprofile, es ist jedoch zu beachten, daß die unteren Stufen desselben in vielen Fällen als zu eng bemessen sich ergaben. So z. B. haben die Schneepflüge einiger Bahnen größere Breitenmaße, als die untersten Stufen des Normalprofiles ausweisen, und es ist ferner darauf aufmerksam zu machen, daß selbst die Ausnutzung des Raumes der dritten Stufe in der Höhe $\Delta h = 0,76 + u$ bedenklich ist, da hierdurch Beschädigungen des Fahrpersonales veranlaßt werden können.

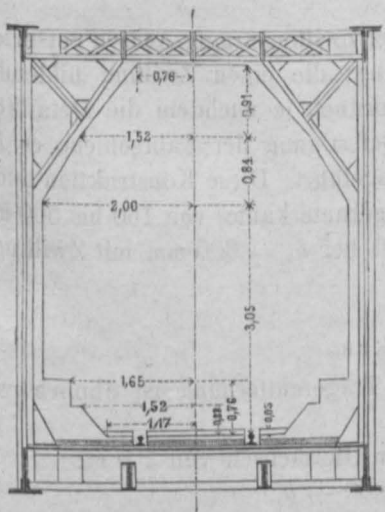


Fig. 39 *b*.

Seit dem Jahre 1882 ist in den technischen Vereinbarungen statt der unteren zwei Stufen eine Abschrägung empfohlen (Fig. 39 b); es entfällt daher für die Zukunft die volle Aus-

nutzung derselben. Vergleiche hierüber Kap. I, S. 70 u. 71. Es ist auch zu beachten, daß seit dem genannten Jahre die untere wagrechte Linie des Normalprofils 0,05 m über Schienenkopf liegt.

Die Trägerentfernung bei Brücken in Bahnkurven ergibt sich folgendermaßen:

Nennt man allgemein die dem Normalprofile entsprechende und mit Δh veränderliche Breite β , die Schienenüberhöhung z , und mit Rücksicht auf das bei eingleisigen Brücken Gesagte den Abstand des Bogenseitels von der Brückenachse f' , die Trägerlänge l und den Krümmungsradius des Bogens r , so ergibt sich

$$\min e = b + \beta + 2 \left[\frac{z}{s} \cdot \Delta h + \frac{1}{s} \frac{l^2}{\left(r - \frac{\beta}{2}\right)} - f' \right], \text{ bzw. } \min e = b + \beta + 2 f'.$$

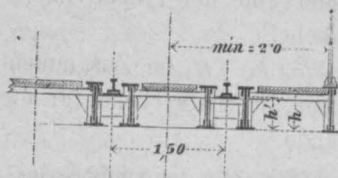
Von diesen Werten ist alsdann der größere zu nehmen. Der erste Wert ist größer oder kleiner als der zweite, wenn

$$\frac{1}{s} \cdot \frac{l^2}{\left(r - \frac{\beta}{2}\right)} + \frac{z}{s} \cdot \Delta h \gtrless 2 f'.$$

Die Größe Δh hat selbstverständlich nur Bedeutung, insofern sie nicht größer ist als die Höhe des Normalprofils selbst, d. h. Δh hat Geltung innerhalb der Grenzen Null und $(4,8 \text{ m} + u)$. — Bei scharfen Kurven ist auch auf die Spurerweiterung der Gleise nach Maßgabe bestehender Vorschriften Rücksicht zu nehmen.

2. Anordnung von vier Hauptträgern. Bei sehr beschränkter Konstruktionshöhe und der gegebenen Bedingung, daß die Träger über das Niveau der Gleise nicht hervorragen dürfen, — was bei Brücken, die Bahnhofsgleise tragen, oft der Fall ist, — bleibt nichts anderes übrig, als die Spannweiten auf das zulässige Minimum zu reduzieren, um möglichst geringe Trägerhöhen anwenden zu können, und wenn zwei Träger nicht ausreichen, die Trägerzahl zu vermehren. Im letzten Falle eignet sich insbesondere die Anordnung sogenannter „Zwillingsträger“, d. h. Balkenträger geringer Höhe, die zu zweien gekuppelt je einen Schienenstrang aufnehmen (Fig. 40).

Fig. 40.



Die Entfernung der Zwillingsträger-Achsen entspricht dann der Gleisentfernung; die einen Zwilling bildenden Träger sind in Abständen von 300 bis 500 mm angeordnet, je nachdem die Detailkonstruktion, insbesondere der erforderliche Raum zur Befestigung der Fahrachse es bedingt. Die Trägerhöhe wird mit 300 bis 600 mm ausgeführt. Diese Konstruktion findet für h' (Höhendifferenz zwischen Schwellenhöhe und Trägerunterkante) von 160 bis 500 mm Anwendung. Spannweiten bis zu 10,0 m können selbst bei $h_1 = 300 \text{ mm}$ mit Zwillingsträgern überbrückt werden.

b. Zweigleisige Brücken.

1. Anordnung zweier Hauptträger. Die Trägerentfernung ist ähnlich wie bei eingleisigen Brücken zu bestimmen.

Man findet auf Grundlage einer Entfernung der Gleisachsen von 3,5 m:

$$\text{für } \Delta h \leq 0,76 + u, \min e = 6,80 + b,$$

$$\text{„ } \Delta h > 0,76 + u, \min e = 7,50 + b.$$

Liegt die Brücke in einer Bahnkurve, so ist mit Hinweis auf die bei eingleisigen Brücken gebrauchten Bezeichnungen:

$$\min e = b + \beta + 2 \left[\frac{z}{s} \cdot \Delta h + \frac{1}{8} \frac{l^2}{\left(r - \frac{\beta}{2} - 1,75\right)} - f' \right] + 3,5$$

bezw. $\min e = b + \beta + 2f' + 3,5,$

wobei, wie dort, der grössere der beiden Werte zu nehmen ist.

2. Anordnung dreier Hauptträger. Der Trägerabstand ist mit Rücksicht auf das Normalprofil und den Minimalabstand der Gleisachsen mit 3,5 m auszumitteln. Es ist der Abstand der Träger

$$\text{für } \Delta h \leq 0,76 + u, \quad \min e = 3,30 + \frac{b}{2} + \frac{b'}{2}$$

$$, \quad \Delta h > 0,76 + u, \quad \min e = 4,00 + \frac{b}{2} + \frac{b'}{2},$$

wenn mit b' die größte Breite des Querschnittes am mittleren Träger bezeichnet wird. In diesen Fällen liegt die Gleisachse nicht in der Mitte zwischen beiden Trägern; würde dies beabsichtigt, so ergeben sich andere Werte für die Trägerabstände.

3. Die Anordnung mit vier Hauptträgern entspricht der Anlage zweier nebeneinander befindlichen, eingleisigen Brücken, deren Trägerentfernung diesen gemäß zu bemessen ist.

Wertschätzung der verschiedenen Anordnungen. Eingleisige Brücken mit größeren Spannweiten müssen immer zwei Träger erhalten, deren Entfernung mindestens $4,00 + b$ beträgt. Bei kleineren Spannweiten können, wenn die Größen Δh dies gestatten, die Stufungen des Normalprofils berücksichtigt werden, wodurch kleinere Trägerentfernungen und mithin kürzere und dem Gewichte nach leichtere Querträger erzielt werden. Dürfen die Träger über das Gleisniveau nicht oder nur um 0,05 m vorragen, so können ebenfalls noch zwei Träger Verwendung finden. Die Anwendbarkeit dieser Anordnung ist jedoch beschränkt durch die Konstruktionshöhe und die Spannweite. Es ist hier nämlich die Trägerhöhe h höchstens $= h' + u + 0,05$ m. Es ist somit die Trägerhöhe durch die Konstruktionshöhe beschränkt. Bei gegebenen Spannweiten kann der Fall eintreten, daß die Herstellung des benötigten Trägerquerschnittes konstruktive Schwierigkeiten verursacht. Hier ist es am Platze, durch Anordnung von „Zwillingsträgern“ die vorhandene Schwierigkeit zu heben. Im allgemeinen erfordern die Zwillingsträger an und für sich einen größeren Materialaufwand, als zwei Träger von gleicher Höhe, Spannweite und Belastung; dagegen tritt auf Seite der ersteren eine Ersparnis am Material der Querträger ein. Die kleinste Konstruktionshöhe, die sich bei ausgeführten Zwillingsträgern vorfindet, beträgt 160 mm, die größte mit diesem System übersetzte Spannweite 10,5 m.

Bei zweigleisigen Brücken findet meist die Anordnung nur zweier Träger statt, da insbesondere bei größeren Spannweiten die Anordnung dreier Träger größere Auflagerbreiten erfordert, einen größeren Materialaufwand erheischt und eine ungleichmäßige Konstruktion der Träger im Gefolge hat, indem der mittlere Träger eine zweimal so große Tragfähigkeit als jeder der äußeren erhalten muß.

Die Anordnung von vier Trägern bezw. die Anlage zweier eingleisigen Brücken nebeneinander erfordert noch größere Pfeilerbreiten als die Anordnung dreier Träger, stellt sich im Materialbedarf etwas, wenn auch nicht erheblich höher, ist dagegen von dem wertvollen Vorteil begleitet, daß die Belastung eines Gleises nur auf die demselben angehörigen Träger eine Wirkung ausübt und die nachbarliche Brücke hierdurch nicht beeinflusst wird, während bei Anordnung zweier oder dreier Träger die letzteren

verschieden belastet werden, demnach verschiedene Biegungen annehmen und dadurch Verdrehungen der Brücke veranlassen. Der wirtschaftliche Vorteil, welcher mit der dem ersten Bedarfe genügenden Ausführung nur eines Gleises zusammenhängt und erst bei gesteigertem Verkehre und den zunehmenden Mitteln an die Herstellung eines zweiten Gleises heranzutreten erlaubt, findet auch für die letztgenannte Anordnung Bedeutung und Berechtigung.

3. Einfluß der Fußwege auf die Anordnung der Hauptträger.

Es ist notwendig, daß die Eisenbahnbrücken für Fußgänger passierbar sind; nicht bloß die Rücksicht auf das die Bahnstrecken begehende Beamtenpersonal erfordert dies, sondern auch die Vorsicht, welche gebietet, bei eintretenden Unfällen die Brücken für das Publikum benutzbar zu machen. Mitunter werden die Eisenbahnbrücken auch mit Fußwegen für den öffentlichen Verkehr ausgestattet, in welchem Falle dieselben bei tief liegender Bahn außerhalb der Hauptträger auf Konsolen zu liegen pflegen. Fußwege, welche lediglich dem Bahnbetrieb dienen, finden bei kleinen Bauwerken in unmittelbarer Nähe der Gleise ihren Platz, während es sich bei größeren Brücken empfiehlt, für die Fußwege einen Raum seitlich der Gleise zu schaffen, von dessen Abmessungen bereits die Rede gewesen ist, siehe S. 127. Als ein Mittelweg ergibt sich die Anordnung einzelner Erweiterungen des Brückenplanums behufs Herstellung von Ausweicheplätzen, vergl. T. III, F. 17.

Die Anzahl der Hauptträger wird von den Fußwegen gewöhnlich nicht beeinflusst. Nur bei kleinen Trägerhöhen und namentlich bei der Anordnung von Zwillingsträgern (Fig. 40, S. 140) ordnet man in Abständen, welche sich aus der Breite der Fußwege ergeben, besondere Träger für die letzteren an; diese Träger liegen den Hauptträgern parallel, werden angemessen schwächer konstruiert als jene und sind mit ihnen durch schwache Querträger verbunden, auf welchen die Bahn des Fußweges ruht. — Im übrigen ist wegen der Anordnung der Fußwege der Eisenbahnbrücken auf den Abschnitt C. des folgenden Kapitels zu verweisen.

4. Einfluß der Lage der Bahn auf die Ökonomie der Anlage.

Ein Vergleich zwischen den Brücken mit oben liegender Bahn mit jenen, wo die Bahn zwischen den Trägern sich befindet, führt zur Erkenntnis, daß bis zu Spannweiten von 60 m die Trägerentfernung bei ersteren im allgemeinen geringer ist, als bei letzteren. Infolge dessen erheischen die Brücken mit Bahn „unten“ größere Pfeilerbreiten. Weiter ergibt sich, daß bei oben liegender Bahn bei Trägerentfernungen bis zu 2,5 m, in Ausnahmefällen auch bis zu 3,0 m, die Anordnung von Bahnträgern (Schwellenträgern) entfallen kann, während die zwischen den Trägern liegende Bahn derselben unter allen Umständen bedarf. Die Bahnquerträger selbst fallen bei Bahn „oben“ kürzer aus, erfordern somit weniger Material; diese Brücken ergeben sich demnach im Gewichte leichter, und zwar umso mehr, je kleiner die Spannweite ist. Man findet, daß bei kleinen Brücken bis zu 16,0 m Spannweite die Brücken mit unten liegender Bahn um 50 bis 100 % schwerer sind, als jene mit Bahn „oben“, so zwar, daß bei Brücken mit 3,2 m Spannweite der letzte, bei solchen mit 16,0 m jedoch der erste Prozentsatz gilt. Je größer die Spannweite, desto geringer wird der Gewichtsunterschied, der für eingleisige Brücken bei Spannweiten zwischen 50 und 60 m dann verschwindet. Über 80 m hinaus erscheinen die eingleisigen Brücken mit Bahn „unten“ sogar etwas

leichter, als bei oben liegender Bahn, was mit der im letzten Falle erforderlichen grösseren Trägerentfernung und dem Mehrbedarf an Aussteifungskonstruktionen zusammenhängt. Man vergleiche T. I, F. 18.

Obschon die Brücken mit Bahn „unten“ stabiler sind, weil sie eine tiefere Schwerpunktslage haben, so ist anderseits zu beachten, daß für $\Delta h < 4,80 + u$ die Trägerwände über das Gleisniveau frei hervorragen müssen und demnach an und für sich gegen seitlich wirkende Kräfte geringe Widerstandsfähigkeit besitzen, die zu vermehren wieder Aufwand an Aussteifungskonstruktionen erfordert, ohne daß es hiermit möglich wird, der Brücke jene Steifigkeit zu geben, welche bei Brücken mit oben liegender Bahn durch einfache und wirksame Querverbände erzielt wird.

Überschreitet jedoch Δh die GröÙe $4,8 + u$, was schon bei Trägerhöhen von 6,0 m — also für $\frac{h}{l} = \frac{1}{10}$ bei Spannweiten von 60,0 m — der Fall ist, so ist die Möglichkeit geboten, die Hauptträger auch oben gegenseitig zu verbinden und dadurch eine geschlossene Konstruktion des Querprofils herzustellen.

Bei gröÙeren zweigleisigen Brücken, die bei Lage der Bahn zwischen den Trägern, insbesondere für Bahn „unten“, einen Abstand der Hauptträger von 7,7 bis 8,0 m erfordern, stellt sich das Konstruktionsgewicht immer höher, als bei Brücken mit oben liegender Bahn. — Überblickt man die Verhältnisse der Anordnungen der Brücken, wie sich dieselben infolge des Einflusses der Bahnlage gestalten, so gelangt man zu der Erkenntnis, daß die Brücken mit Bahn „oben“ in den weitaus meisten Fällen die ökonomisch günstigste Anordnung gestatten. Auch der Bedarf an Pfeilermaterial ist für Brücken mit oben liegender Bahn wegen der geringeren Pfeilerhöhen geringer, so wie auch die Montierungsgestelle leichter und billiger herstellbar sind, als — gleiche Umstände vorausgesetzt — bei Brücken mit unten liegender Bahn.

§ 18. Anordnung der Brücken für Nebenbahnen.

Die allgemeinen Grundsätze, welche für die Anordnung des Überbaues der Brücken in Hauptbahnen entwickelt wurden, finden auch auf Nebenbahnen Anwendung. Die Brücken der Nebenbahnen unterscheiden sich von jenen der Hauptbahnen insbesondere dadurch, daß dieselben mit Rücksicht auf die besonderen Verkehrsverhältnisse, wie diese dem Zwecke und der Anlage der Nebenbahnen entsprechen, angeordnet werden. Da auÙer den mit normaler Spurweite angelegten Nebenbahnen auch solche mit schmaler Spur ausgeführt werden, so wird hinsichtlich der Anordnung des Überbaues zu unterscheiden sein zwischen Brücken für normalspurige und für schmalspurige Bahnen.

Für Brücken normalspuriger Bahnen gelten die bei Hauptbahnen maßgebenden Anordnungen hinsichtlich der Entfernung und der Anzahl der Hauptträger, da die Bedingungen, welche auf die AusmaÙe des Normalprofils des freien Raumes gegründet sind, auch bei normalspurigen Nebenbahnen zutreffen. Obwohl im allgemeinen die Brücken für normalspurige Nebenbahnen ein geringeres Eigengewicht haben, weil die hier verkehrenden, der Konstruktion zu Grunde zu legenden Lokomotivlasten kleiner sind, so können dennoch die für Brücken mit oben liegender Bahn mit Rücksicht auf Winddruck entwickelten Entfernungen der Hauptträger für Hauptbahnen auch hier Anwendung finden. Der Einfluß des geringeren Eigengewichtes der Brücken wird durch den hier wohl zulässigen geringeren Wert des Sicherheitskoeffizienten aufgewogen werden.

Bei Brücken für schmalspurige Bahnen ist neben der GröÙe der Spurweite das hier einzuhaltende Normalprofil des freien Raumes für die Anordnung der Hauptträger in derselben Art maßgebend, wie dies für Brücken der Hauptbahnen der Fall war.

1. Brücken mit Bahn „oben“. a. Anordnung zweier Hauptträger. Ist die Gleisweite = s , so ist die Entfernung der beiden Hauptträger $min e = s$.

Rücksichtlich der Stabilität des Überbaues gegen Winddruck wird bemerkt, daß wegen der geringeren Stabilität unbelasteter Wagen die Stärke des gegen die belastete Brücke wirkenden Windes erheblich geringer angenommen werden muß, als bei Hauptbahnen. Einschlägige Berechnungen zeigen, daß hier die Wirkung des Winddruckes gegen die unbelastete Brücke (280 kg f. d. qm) als maßgebend für die Entfernung der Hauptträger anzusehen sein würde.

Nimmt man für das durchschnittliche Gewicht des Überbaues f. d. lfd. m $g = 201 + 520$ kg an, so ergibt sich nach der auf S. 130 angestellten Entwicklung

$$min e' = 6,7 \frac{h^2}{l + 26}$$

als Minimalabstand der Hauptträger.

Bei Brücken, die in Bahnkurven liegen, können die Hauptträger in ähnlicher Weise wie bei Hauptbahnen angeordnet werden, wenn man nicht vorzieht, die Überhöhung der äußeren Schiene durch Höherlagerung des einen Hauptträgers herzustellen.

b. Anordnung von drei und vier Hauptträgern. Hier gelten die allgemeinen, für Hauptbahnen entwickelten Grundsätze.

2. Brücken mit unten liegender Bahn. Es werden wohl meist zwei Hauptträger Anwendung finden. Die Entfernung derselben muß dem freizuhaltenden Raume

Fig. 41 a.

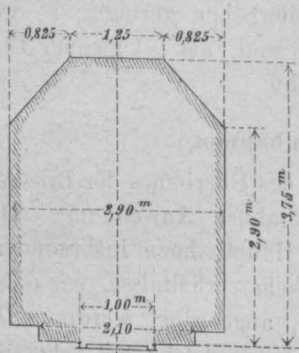
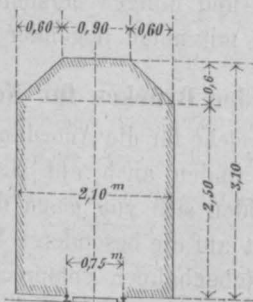


Fig. 41 b.



entsprechen. Nach den „Grundzügen“⁵⁵⁾ soll die Spurweite 1,0 oder 0,75 m betragen. Für die erstere ist eine Breite des Normalprofils von 2,9 m, für die zweite eine solche von 2,1 m festgesetzt. Diese Normalprofile schließen in der Höhe des Schienenkopfes ab, s. Fig. 41 a u. b.

Hiernach würde die Entfernung der Hauptträger

$$min e = 2,9 + b; \text{ bzw.}$$

$$min e = 2,1 + b \text{ betragen,}$$

wobei b die größte Breite des Hauptträgerquerschnittes bedeutet.

Ragen die Hauptträger um $\Delta h \geq 3,75 + u$, bzw. um $\Delta h \geq 3,1 + u$ über Schwellenhöhe vor, so können die Hauptträger auch oben durch Querverbände verbunden werden, wogegen für $\Delta h < 3,75 + u$ bzw. $\Delta h < 3,1 + u$ ein offenes Querprofil entsteht.

§ 19. Anordnung der Hauptträger der Straßenbrücken.

Die Anordnung der Träger steht im Zusammenhange mit der Breite, dem Querprofile und der Konstruktion der Bahn; sie ist abhängig von der Konstruktions- und Trägerhöhe.

Die Breite und das Querprofil der Bahn werden bedingt von den Verkehrsverhältnissen und sind demnach abhängig von der Wegegattung (Hauptstrasse, Feldweg, Fußweg u. s. w.), der Art und Frequenz des Verkehrs und dem Orte der Brücke.

⁵⁵⁾ Grundzüge für den Bau und Betrieb der Lokal-Eisenbahnen. Herausgegeben von der geschäftsführenden Direktion des Vereins deutscher Eisenbahnverwaltungen. Berlin 1887.

Insbesondere erlangt dies bei Anordnung des Querprofils Bedeutung. Die Verkehrsverhältnisse beeinflussen dermaßen diese Anordnung, daß aus derselben wieder auf die Natur des Verkehrs selbst zurückgeschlossen werden kann.

Hierauf bezüglich unterscheidet man:

- a. Straßenbrücken ohne besondere Fußweganlagen,
- b. Straßenbrücken mit besonderen Fußwegen,
- c. Brücken für Fußgänger.

Zur Beurteilung und Bemessung der erforderlichen Breitenmaße der Straßenbrücken sei bemerkt, daß schwerbeladene Wagen mit einer Breite von 2,6 m, zweispännige leichtere Fuhrwerke mit 1,5 bis 1,7 m, die Wagen normalspuriger Pferdeisenbahnen mit 2,2 m, ein Reiter mit 0,9 m und ein Fußgänger mit 0,6 m Breite in Rechnung gezogen werden können. Zwischen den einander begegnenden Fuhrwerken, sowie zwischen diesen und den Tragwänden der Konstruktion oder den Geländern muß ein gewisser Spielraum vorgesehen werden; die Größe desselben hängt wesentlich von der Verkehrsgröße und der Länge der Brücke ab. Ein Zuschlag zur Wagenbreite von beiderseits 0,3 bis 0,4 m ist hierzu ausreichend. In dem Falle, wo die Fußwege unmittelbar zu beiden Seiten der Fahrbahn liegen, ist es zulässig, die Ausladung der Fuhrwerke bis knapp an die Fußweggrenze anzunehmen; ausnahmsweise ist auch ein geringes Übertreten der Fußwege gestattet. Die lichte Höhe über der Bahn ist mit 4,5 m bis 5,4 m zu bemessen.

Ist nun die Anzahl und Größe der Fuhrwerke, sowie die Zahl der Fußgänger, welche gleichzeitig nebeneinander eine zu projektierende Brücke zu benutzen im Stande sein sollen, bekannt, so ist es nicht schwer, nach obigen Angaben die erforderlichen Breitenmaße der Brücke zu ermitteln.

Die Vorschriften des königl. bayerischen Ministeriums des Innern über Entwurf, Ausführung und Prüfung der Straßenbrücken mit eisernem Überbau vom 13. Februar 1878 bestimmen über die Abmessungen der Brückentafel das Folgende:

„Für die Breite der Fahrbahn ist maßgebend, daß zwei Fuhrwerke mit gesetzlich zulässiger Maximal-Ladungsbreite von 2,6 m gegenseitig ausweichen können; im Falle die Fußwege unmittelbar zu beiden Seiten der Fahrbahn liegen, ist es zulässig, daß die Ladung der Fuhrwerke um je 0,25 m über die Fußwege hineinragt, sodaß eine Breite der Fahrbahn von 4,7 m genügt.

Als Fußwegbreite für Brücken im freien Felde wird 0,9 bis 1,2 m angenommen. — Bei Konstruktionen, wo der Fahrweg und die Fußwege zwischen den sie überragenden Hauptträgern liegen, mit einer Fahrwegbreite von 4,7 m und einer Fußwegbreite von 0,9 m beträgt die Entfernung der Hauptträgermittel 7,0 m.

Ist die Fahrbahn von den Fußwegen durch hochstehende Tragwände getrennt, so muß in der Höhe der Ladung, von einem Meter über der Fahrbahn beginnend, die lichte Entfernung der Tragwände 5,4 m für kürzere und 5,8 m für längere Brücken betragen. In der Nähe von Städten sind je nach den Anforderungen des Verkehrs die Fußwege zu verbreitern und die Fahrbahnbreite ist nach der Zahl der Fuhrwerke zu bemessen, welche gleichzeitig nebeneinander über die Brücke sich bewegen sollen. In diesem Falle erscheint wegen des häufigeren Ausweichens die Annahme einer Breitenzugabe von 0,3 m für jede Fuhrwerksreihe angemessen. Erfordert die Eisenkonstruktion eine Verbindung der Tragwände über die Brückentafel, so ist eine lichte Höhe über der höchsten Stelle der Fahrbahn von mindestens 4,5 m notwendig.“

1. Brücken mit oben liegender Bahn. Die Fahrbahntafel (Bahnunterlage) liegt auf den Hauptträgern entweder direkt oder mittels des Fahrbahngerippes (der Bahnträger) auf. Die Entfernung der Hauptträger bzw. jene der Bahnträger ist demnach in engem Zusammenhange mit der Tragweite der Bahnunterlagen stehend. Letztere ist abhängig von der Belastungsgröße, deren Wirkungsart und der Widerstandsfähigkeit

der Bahnunterlagen. Die üblichen Konstruktionen weisen Tragweiten von 0,8 m bis 2,0 m auf, es werden demnach die Entfernungen der Hauptträger bezw. der Bahnträger innerhalb dieser Grenzen anzuordnen sein.

In Bezug auf die erforderliche Stabilität des Überbaues gegen seitlich wirkende Horizontalkräfte ist zu bemerken, daß die Breite der Bahn und damit auch die Entfernung der äußersten Träger eine solche Größe erhält, die in den weitaus meisten Fällen auch die Stabilität der Brücke sichert. Nur bei sehr geringen Bahnbreiten, wie beispielsweise bei Fußstegen, würde behufs Erzielung der erforderlichen Stabilität die Trägerentfernung mit Rücksicht auf die Wirkungen des Winddruckes auszumitteln sein. Es würde dann in analoger Weise, wie dies im § 17 gefunden, der Wert

$$\min e' = 2 W \cdot \frac{F \cdot h \cdot m}{g}$$

in Betracht gezogen werden müssen.

a. Strafsenbrücken ohne Fußweganlagen. Die Bahn bildet hier eine kontinuierliche, seitlich durch das Gelände abgegrenzte Fläche. Der Bahnkörper ruht mittels seiner tragfähigen Unterlage auf den Hauptträgern bezw. den Bahnträgern, welche meist in gleichen Abständen voneinander angeordnet sind. — Ist

b die Breite der Bahn zwischen den Geländern,

e der Abstand der Träger, und

n deren Anzahl,

so ist: $b = (n - 1) e$, woraus $n = \frac{b}{e} + 1$ folgt (s. Fig. 42 a, bei Anordnung von Bahnträgern Fig. 42 b u. 42 c). e ist der Tragweite der Bahnunterlage angemessen, wobei n selbstverständlich eine ganze Zahl.

Fig. 42 a.

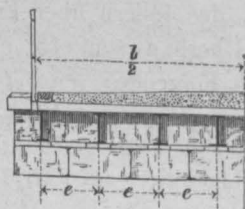


Fig. 42 b.

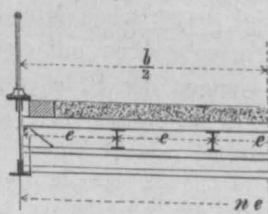
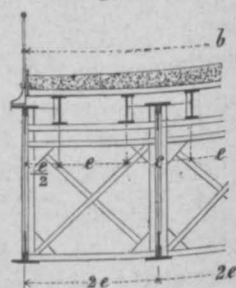


Fig. 42 c.



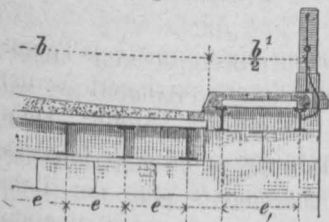
b. Strafsenbrücken mit besonderen Fußweganlagen. Ist ein größerer Personenverkehr über die Brücke zu gewärtigen, so erfordert es die Rücksicht auf unbehindertes Begehen der Brücke, daß die Bahn für Fuhrwerke von jener der Fußgänger geschieden werde. Die Höherlegung der letzteren über das Niveau der Fahrbahn läßt in einfacher und wirksamer Weise diesen Zweck erreichen, ohne den Personen die Möglichkeit des Übertritts von einer Bahn zur anderen zu benehmen.

Die Anordnung der Träger kann dann in mannigfacher Art erfolgen; im Folgenden werden die einfachsten und gebräuchlichsten Anordnungen vorgeführt:

1. Die Austeilung der Träger findet ohne Rücksichtnahme auf die Verschiedenheit der Bahnen statt, indem die Träger der Gesamtbreite der Bahn (d. i. Fahrbahnbreite + Fußwegbreite) entsprechend gleichmäßig ausgeteilt, und die beiden auf gemeinsamer Unterlage ruhenden Bahnen selbst bloß durch die Konstruktion des Bahnkörpers hergestellt werden.

2. Die Trägerausteilung unter der Bahn folgt den Anordnungen der Bahnen derart, daß Fahr- und Fußwege eine verschiedene Austeilung der Träger erhalten. Es können hierauf bezüglich folgende Anordnungen Platz greifen:

Fig. 43.



α. Die beiden Bahnen sind voneinander vollständig getrennt und unabhängig; die Fahrbahn und die Fußwege haben, ein jedes für sich, besondere Träger. Dieser Anordnung, die bei kleinen Spannweiten vorteilhaft Verwendung finden kann, entspricht Fig. 43.

β. Die Anordnung der Träger erfolgt zunächst für die Fahrbahn, so zwar, daß der Raum zwischen den äußersten, in die Grenze der Fahrbahnbreite fallenden Trägern — die man „Grenzträger“ nennen könnte — in eine Anzahl gleicher Teile für die Zwischenträger unterteilt wird. Die „Grenzträger“ dienen hierbei gleichzeitig als gemeinsame Träger für Fahrbahn und Fußweg, und letzterer erhält außer diesem noch einen äußeren, meist auch die Geländer tragenden Träger von entsprechend schwächerer Konstruktion, s. Fig. 44 a.

γ. Die Träger der Fahrbahn werden unter derselben nach Bedarf ausgeteilt, dagegen die Fußwege von besonderen Konsolträgern, welche seitlich der äußersten Träger an denselben befestigt sind, getragen werden, s. Fig. 44 b.

Fig. 44 a.

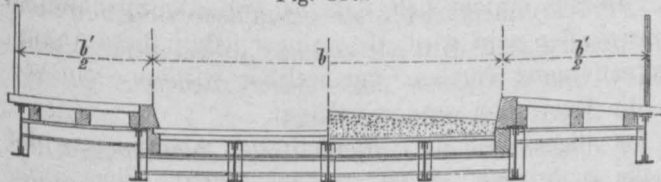
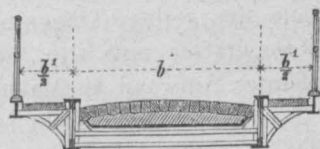


Fig. 44 b.



c. Brücken für Fußgänger. Diese Brücken gehören zu den selteneren Ausführungen. Sie erhalten in der Regel nur zwei Träger, deren Entfernung gleich der Fußwegbreite ist. Da diese Brücken ihrer Natur nach in der Regel sehr leicht zu halten sind und meist, ihrer geringen Breite wegen, nahe gestellte Hauptträger haben, so ist eine Untersuchung auf Stabilität gegen Winddruck anzustellen und wo diese durch die Trägerentfernung nicht gesichert erscheint, muß eine anderweitige, auf den Pfeilern anzuordnende Aussteifungs-Konstruktion Anwendung finden.

Wertschätzung der verschiedenen Anordnungen der Träger. Die Anzahl der Hauptträger ist vom theoretischen Standpunkte für die Ökonomie der Anlage gleichgiltig, da das gesamte Tragvermögen derselben den aufzunehmenden Lasten entsprechen, also für einen gegebenen Fall konstant sein muß. Vom Gesichtspunkte der Ausführung betrachtet ist jedoch zu berücksichtigen, daß die konstruktive Durchbildung der Träger immer einen Mehraufwand an Material gegenüber dem theoretischen Erfordernis notwendig macht. Dieser Mehraufwand ist um so größer, je kleiner die theoretische Materialmenge je eines Trägers im Verhältnis zur ausführbaren ist, woraus folgt, daß derselbe mit der Trägeranzahl wächst.

Das angewandte Trägersystem ist indessen auch von Einfluß. Trägersysteme, bei welchen das Material mit seiner Normalfestigkeit allein Widerstand leistet, gestatten eine vollständigere Ausnutzung des Materiales, also eine größere Annäherung der auszuführenden Querschnitte an das theoretische Erfordernis, als jene, bei welchen der

Biegungswiderstand zur Wirkung kommt. So wird beispielsweise bei Anwendung von Bogenträgern die Anordnung einer größeren Anzahl von Trägern sich vorteilhaft erweisen können, während bei Balkenträgern und namentlich bei Blechträgern — unter sonst gleichen Umständen — dieselbe für die vorteilhafteste Anordnung geringer gewählt werden müßte.

Bei kleinen Spannweiten ist im allgemeinen die Anordnung einer größeren Trägerzahl nicht unvorteilhaft, indem hierdurch die Trägerentfernung derart verringert werden kann, daß die Notwendigkeit der Einschaltung besonderer Bahnträger entfällt. Diese Ersparnis kann den Mehraufwand an Material für die Hauptträger ganz oder teilweise aufwiegen. Hierzu kommt noch, daß die Konstruktion, insbesondere jene der Bahn und deren Verbindung mit den Trägern an Einfachheit gewinnt, was von Bedeutung ist, da dieses Moment um so mehr ins Gewicht fällt, als das an und für sich geringe Materialerfordernis von Brücken kleiner Spannweiten, also auch der absolute, durch die vermehrte Trägerzahl herbeigeführte Mehraufwand und die damit zusammenhängende Mehrarbeit nur unerheblich im Vergleiche zu den erzielbaren Vorteilen sich erweisen wird.

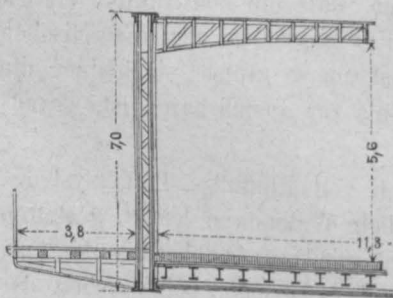
Bei größeren Spannweiten, wo der Materialaufwand für den einzelnen Hauptträger — selbst für den Fall, daß derselbe mit möglichst geringen Dimensionen ausgeführt würde — ein beträchtlicher ist, kommt der zur Herstellung erforderliche größere Arbeitsaufwand mit zur Geltung. Derselbe wächst natürlich mit der Trägeranzahl und ist auch dann ausschlaggebend, wenn die Anzahl der Träger ohne erheblichen Einfluß auf die Materialmenge sein würde. Daraus ergibt sich, daß bei größeren Spannweiten stets eine geringe Trägeranzahl anzuwenden sein wird. Je geringer jedoch diese Anzahl, desto größer muß sich die Trägerentfernung ergeben, mit welcher wiederum ein vermehrter Aufwand an Material für die Querträger zusammenhängt.

Es ist nicht leicht möglich, im allgemeinen die vorteilhaftesten Anordnungen der Träger durch Zahlen zum Ausdrucke zu bringen; es ist vielmehr Aufgabe einer anzustellenden besonderen Rechnung, die einem gegebenen Falle entsprechende günstigste Anordnung zu ermitteln.

Hinsichtlich der Träger der Fußwege ist zu bemerken, daß nur bei kleinen Spannweiten eigene, die Spannweite übersetzende Träger vorteilhafte Anwendung finden. Bei größeren Spannweiten hingegen ist es meist das beste und zweckmäßigste, für die Fußwege Konsolträger anzuordnen.

2. Die Bahn liegt zwischen den Trägern. Die Hauptträger ragen hier über das Niveau der Straße vor, weshalb deren Entfernung der erforderlichen Bahnbreite angemessen sein muß. Es finden demgemäß in der Regel nur zwei Hauptträger Anwendung. Nur dort, wo eine Unterteilung der Bahn statthaft ist, kann eine größere Trägerzahl angeordnet werden.

Fig. 45.



Bezüglich der Trägerentfernung ist auch hier in Betracht zu ziehen, ob besondere Fußweganlagen anzubringen sind und ob dieselbe zwischen den Trägern oder außerhalb derselben angeordnet werden.

Im ersten Falle ist die Trägerentfernung

$$e = b + b_1 + \beta,$$

wobei

b die Breite der Fahrbahn,

b_1 die Breite der Fußwege, und

β die Breite des Trägerquerschnittes bedeutet.

Im zweiten Falle ist $e = b + \beta$, die Fußwege liegen außerhalb der Träger, sind von der Fahrbahn durch die Träger selbst getrennt und werden von Konsolträgern getragen (Fig. 45, Brücke über den Donaukanal in Wien).

Diese Anordnung hat gegenüber der ersten den Vorteil, daß die Querträger um die Breite der Fußwege kürzer und daher entsprechend leichter ausfallen.

§ 20. Vereinigte Brücken für Strassen und Eisenbahnen.

Die gemeinschaftliche Überführung von Strafe und Eisenbahn mittels einer Brücke bietet bedeutende, insbesondere jedoch wirtschaftliche Vorteile dar. Für die betreffenden Anordnungen sind im allgemeinen die Höhenlagen der Bahnen maßgebend, und man unterscheidet hinsichtlich der Anzahl und Entfernung der Hauptträger zwei Fälle:

1. Die Bahnen befinden sich in derselben oder in nur wenig verschiedener Höhe. — Alsdann gelangen zwei nebeneinander gelegene Brücken, von welchen jede einer der zu überführenden Wegegattungen besonders angehört, zur Anwendung.

2. Die Bahnen liegen in verschiedenen Höhen. In diesem Falle ordnet man eine einzige Brücke, welche gleichzeitig beiden Wegegattungen dient, an, so zwar, daß die eine der Bahnen zwischen, die andere hingegen über die Träger zu liegen kommt. Die Träger sind dann für beide Bahnen gemeinsam.

1. Die Bahnen befinden sich in gleicher Höhe. Abgesehen von der vergleichsweise seltenen Herstellung einer Brückenbahn, welche abwechselnd dem Straßenverkehr und dem Eisenbahnverkehr dient (s. Kap. I, S. 72), sind zwei Anordnungen namhaft zu machen:

a. Für jede Wegegattung wird eine besondere Brücke hergestellt, sodafs zwei nebeneinander befindliche Brücken entstehen, wovon jede von der anderen unabhängig ist, und blofs die Pfeiler beiden gemeinsam sind.

b. Die nebeneinander befindlichen Brücken haben einen gemeinsamen Zwischen-Hauptträger, der sowohl der Strafe als der Eisenbahn zugleich dient (Fig. 46 a, Brücke über den Rhein bei Konstanz).

Fig. 46 a.

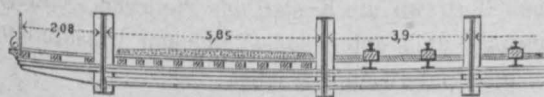


Fig. 46 b.

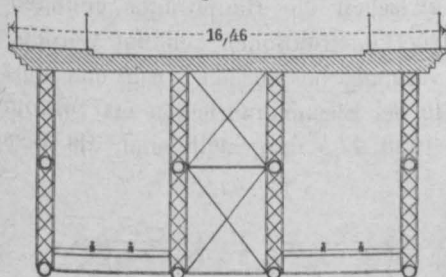
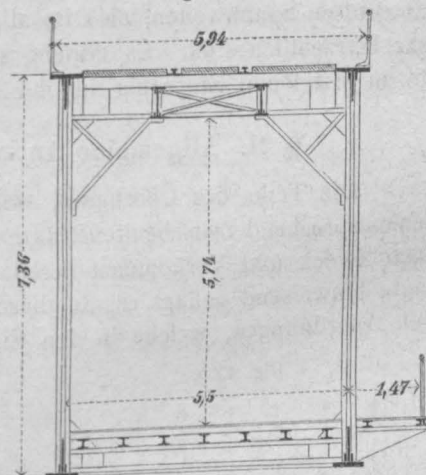


Fig. 46 c.



Die Entfernung der Hauptträger ist für beide Anordnungen blofs abhängig von den durch die zu tragenden Verkehrswege gegebenen Bedingungen. Es werden hiernach die Träger der Straßenbahn in Entfernungen zu setzen sein, welche dieser entsprechen,

wegen die Träger der Eisenbahn mit Rücksicht auf die Gleise und das Normalprofil auszuteilen sind. Der Fall b. unterscheidet sich von dem ersten nur dadurch, daß statt der beiden unmittelbar nachbarlichen ein gemeinsamer Träger angeordnet ist.

2. Die Bahnen befinden sich in verschiedener Höhe. Diese Anordnung setzt voraus, daß die Trägerhöhe ein Übereinanderlegen der Bahnen gestattet. Da die eine der Bahnen zwischen den Trägern anzuordnen ist, so muß die Trägerentfernung der notwendigen Breite dieser Wegeart entsprechen. Genügt dieser Trägerabstand auch der oben befindlichen Bahn, so finden in der Regel zwei Hauptträger Anwendung (Fig. 46 c, Elb-Brücke der österreichischen Nordwestbahn bei Aussig). Dasselbe gilt von Bogenbrücken, welche oben eine Eisenbahn und in der Höhe der Bogensehne eine an die Bogen gehängte Fahrbahn tragen, was indessen nur selten vorkommt. Man vergleiche die hiermit verwandte Anordnung der Straßenbrücke Luiz I über den Douro bei Oporto, siehe die fünfte Abteilung dieses Werkes, Kap. XVI, S. 200.

Erfordert dagegen die obere Bahn eine größere Trägerentfernung, so können zweckmäßig auch vier Hauptträger angeordnet werden, deren Abstand dann mit Rücksicht auf den unteren Verkehrsweg so auszumitteln ist, daß der erforderliche Raum hergestellt und die Querträger die angemessene Länge erhalten (Fig. 46 b, Brücke über den Mississippi bei St. Louis).

Wertschätzung dieser Anordnungen. Ein großer Vorteil derartiger Anlagen liegt in der hiermit zu erreichenden Ersparnis an Pfeilermauerwerk, die insbesondere dann von hervorragender Bedeutung ist, wenn schwierige und kostspielige Fundierungen notwendig werden. Namentlich die Anordnung mit übereinander befindlichen Bahnen ermöglicht die Erzielung erheblicher wirtschaftlicher Vorteile, da nicht bloß die Fundierung und der Mauerwerksaufwand, sondern auch der Aufwand an Eisenmaterial gegenüber der Anordnung von zwei gesonderten Brücken wesentliche Einschränkungen erleidet. Allerdings ist zu beachten, daß die Maßnahmen zur Gewinnung der erforderlichen Höhe und der Zusammenführung der Tracen gleichfalls mit Kosten in Verbindung stehen, welche bei jenen Ersparnissen in Absatz gebracht werden müssen.

Die besprochene Anordnung findet selbstverständlich nur Anwendung bei Brücken mit großen Spannweiten, also im allgemeinen dort, wo die Kosten der Pfeilerherstellung sehr beträchtlich sind. Es ergibt sich hieraus, daß unter sonst gleichen Umständen die zu erzielende Ersparnis mit der Größe der Spannweiten wächst.

§ 21. Allgemeine Anordnung der Zwischenkonstruktionen.

Die Teile des Überbaues, welche sich zwischen die Hauptträger einfügen und dementsprechend Zwischenkonstruktionen oder Querkonstruktionen genannt werden, sind nach Zweck und Vorkommen bereits in § 16 vorläufig besprochen. Auf das dort Gesagte hinweisend genügt es, an dieser Stelle die bei Eisenbahnbrücken oft vorkommenden Anordnungen, welche in den Figuren 47 a und 47 b dargestellt sind, als Beispiele

Fig. 47 a.

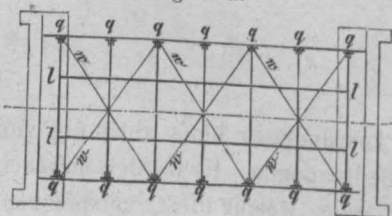
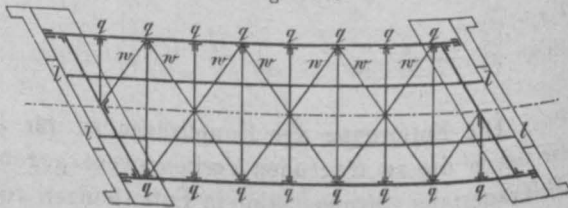


Fig. 47 b.



vorzuführen. Dieselben zeigen die Querträger q und die von denselben unterstützten Bahnträger ll für eine gerade bzw. für eine schiefe Brücke; bei letzterer kommen zwei „schiefe Querträger“ vor. Auf die sonstigen Zwischenkonstruktionen soll in nachstehendem näher eingegangen werden.

Die Konstruktion und Dimensionierung der Haupt-, Quer- und Bahnträger erfolgt hauptsächlich auf Grundlage der dieselben angreifenden äußeren vertikalen Kräfte, die von den Verkehrslasten und dem eigenen Gewichte der Konstruktion herrühren. Sie erhalten hiernach hauptsächlich den angemessenen Vertikalwiderstand. Der Widerstand des Überbaues gegen horizontale Kräfte, den Winddruck, die Centrifugalkraft, die seitlichen Stöße der Fahrzeuge u. s. w. muß aber ebenfalls vorhanden sein und dieser wird in zweckmäßigster und einfachster Weise dadurch erzielt, daß die Träger horizontal miteinander in eine Verbindung gesetzt werden, welche den Überbau auch in dieser Hinsicht standfähig macht. Diese Verbindung wird naturgemäß von den Stützpunkten der Träger aus längs derselben sich erstrecken müssen. Im allgemeinen wird dieser „Längsverband“ (auch „Horizontalverband“ oder „horizontaler Querverband“ u. s. w. genannt) an den Hauptkonstruktionsteilen der Hauptträger — den Gurtungen — anzubringen sein und demnach längs derselben sich entwickeln.

Denkt man sich einen ebenen Schnitt normal zur Brückenachse durch den Überbau geführt, so entsteht durch den Schnitt mit den vertikalen Trägerebenen und den Flächen, in welchen sich der Längsverband befindet, im allgemeinen ein Rechteck. Es ist klar, daß die bloße Anordnung des Längsverbandes der Gurte nicht ausreicht, um die Stabilität einer derartig verbundenen Konstruktion gegen horizontale Seitenkräfte zu sichern, und daß zu diesem Zwecke noch eine andere besondere Zwischenkonstruktion angeordnet werden muß. Zugleich ist ersichtlich, daß eine Formveränderung des entstandenen Rechtecks in einfachster und zweckmäßigster Art durch Einschaltung von Konstruktionsgliedern, deren geometrische Achsen in die Diagonalen des Rechtecks fallen, verhindert und die Konstruktion zu einer stabilen gemacht werden kann. Es ist also nebst dem Längsverband noch eine zweite Gattung von Verbänden — die „Querverbände“ oder „Querversteifungen“ —, deren Hauptzweck die Erhaltung der Gestalt des Querprofils ist, notwendig. Jene einfachste und natürlichste Anordnung von Querverbänden ist aber nur dann durchführbar, wenn die Träger unter der Bahn liegen, wogegen bei Lage der Bahn zwischen den Trägern hiervon Abstand genommen und die Erhaltung des Querprofils durch eine andere Aussteifungskonstruktion bewirkt werden muß.

Anordnung des Längsverbandes bei Eisenbahnbrücken. Es wurde bereits erwähnt, daß der Längsverband an den Gurtungen der Träger anzubringen ist, und es ist selbstverständlich, daß nur bei oben liegender Bahn sowohl die oberen als die unteren Gurte hierdurch in Verbindung gesetzt werden können, während bei Lage der Bahn zwischen den Trägern dies nur dann der Fall sein kann, wenn $\Delta h > 4,8 + u$ ist. Sonst ist die Anordnung dieses Verbandes nur an den Untergurten möglich.

Der Längsverband selbst besteht aus geraden stabförmigen Gliedern, deren Achsen mit den zu verbindenden Gurtungen eine Aneinanderreihung von Dreiecken bilden. Zumeist findet man diesen Verband durch normal zu den Gurten gelegte Konstruktionsglieder und diagonal in den so entstandenen Rechtecken angeordnete Stäbe hergestellt. Dem Grundsatz folgend, daß — wo dies thunlich — direkte Verbindung und unmittelbare Anknüpfung an bereits anderweitig festgelegte Punkte die beste Konstruktionsregel ist, verlegt man die Knotenpunkte des Längsverbandes in die entsprechenden Orte der Hauptträger. Es sind dies die Orte, wo sich die Querträger an die Gurte anschließen,

die schon an und für sich als Verbindungskonstruktion zur Geltung kommen und welche selbst wieder in den Knotenpunkten der Hauptträger angeordnet werden. Wo Querträger nicht vorhanden sind, wird dahin zu streben sein, die Knotenpunkte des Längsverbandes in die Nähe der Knotenpunkte der Hauptträger, oder bei vollwandigen Trägern an Orte, wo sich vertikale Aussteifungen befinden, zu verlegen. Man vergl. Fig. 47 *a* u. *b*, woselbst die Stäbe des Längsverbandes mit *w* bezeichnet sind.

Da der Längsverband die Verbindung der Träger zu einem widerstandsfähigen Ganzen gegen horizontale seitliche Kräfte, deren wichtigste der Winddruck ist, bezweckt, und die Größe des Winddruckes insbesondere maßgebend für die Dimensionierung dieses Verbandes erachtet wird, so erscheint die oft vorkommende Benennung desselben: „Windverband“, „Windverstrebung“ u. dergl. begründet.

Jedoch nicht allein die genannten seitlichen Horizontalkräfte sind es, welche den Längsverband beanspruchen. Die ungleichmäßigen Längsspannungen der Träger, insbesondere der Gurte, beanspruchen in hohem Grade diese Verbände, indem durch dieselben die bestehenden Spannungsdifferenzen zur Übertragung gelangen. So bewirkt die ungleiche Erwärmung der Träger durch die Sonnenstrahlen oder der verschiedene Reibungswiderstand in den Auflagern der verbundenen Träger Zusatzspannungen in denselben, indem die unabhängige Ausdehnung durch den Widerstand des Längsverbandes behindert, letzterer also in Spannung versetzt wird. Die bei Belastung eintretende Formänderung der Träger, namentlich die Längenänderung der Gurte, zieht naturgemäß den Längsverband ebenso ins Mitleiden. Die Querträger, die bei Belastung die Hauptträger aus der vertikalen Lage zu drängen streben, beanspruchen gleichfalls den die Gurte zusammenhaltenden Längsverband u. s. w.

Man erkennt, daß bei jeder Widerstandsäußerung der Träger der Längsverband mit beansprucht erscheint, und daß demselben die wichtige Rolle eines, die organische Einheit der ganzen Konstruktion bewirkenden Hauptbestandteiles zukommt.

Anordnung der Querverbände bei Eisenbahnbrücken. Diese bezwecken zunächst die Erhaltung der Gestalt des Querprofiles des Überbaues, ermöglichen hierdurch die volle Wirksamkeit des Längsverbandes und machen die Konstruktion überhaupt zu einer stabilen. Der Querverband, in seiner einfachsten Anordnung aus den beiden horizontalen, die Gurte verbindenden Gliedern, welche meist zugleich dem Längsverbande angehören, und zwei sich kreuzenden Diagonalen bestehend, befindet sich in vertikalen, normal zur Brückenachse liegenden Ebenen und wird in bestimmten meist gleichen Entfernungen, entsprechend den Orten der Knotenpunkte des Längsverbandes, angeordnet. Man vergleiche Fig. 31, S. 128, Fig. 36, S. 135, Fig. 38, S. 136 u. a. Über den Pfeilern, wo die Hauptträger die direkte Stützung haben, sind auch die Orte für die wirksamste Lage der Querverbände. Werden diese daselbst ausgiebig stark konstruiert, so genügt die Anordnung von schwächeren Zwischenverbänden, die in geeigneten Orten des frei schwebenden Überbaues — oft in größeren Entfernungen voneinander — angebracht werden.

Es wurde bereits darauf hingewiesen, daß die gewöhnliche Anordnung des Längsverbandes nur möglich ist bei bestimmter Höhenlage der Bahn und entsprechender Trägerhöhe; ein Gleiches gilt naturgemäß auch für die Querverbände. Bei oben liegender Bahn ist es möglich, den Querverband in der günstigst wirkenden Weise anzuordnen, während bei tieferen Bahnlagen derselbe an die Querträger anschließend zwischen denselben und den unteren Gurtungen, bei unten liegender Bahn jedoch gar nicht zur Aus-

führung gebracht werden kann. Im letzten Falle muß, wie erwähnt, zur Anwendung besonderer Aussteifungskonstruktionen geschritten werden, welche den Zweck — die Erhaltung der Gestalt des Querprofils — wenn auch in minder direkter und wirksamer Weise durch möglichste Festhaltung der rechten Winkel desselben erfüllen. Diese Querverbände werden mit Benutzung der Querträger, in deren Vertikalebene die Querverbände ja liegen, dadurch hergestellt, daß, soweit dies der erforderliche lichte Breitenraum der Brücke gestattet, die konstruktive Verbindung zwischen Haupt- und Querträgern zugleich ausreicht, um die rechten Winkel im Querprofil zu fixieren, s. Fig. 39 a, S. 139. Sind auch obere Längsverbände angeordnet, wobei also $\Delta h > 4,8 + u$ ist, so wird in ähnlicher Weise die horizontale Querverbindung mit den Tragwänden in Verband gebracht, s. Fig. 39 b daselbst.

Die Querverbände werden in Anspruch genommen bei ungleichmäßiger Lastanteilnahme der Träger und ungleicher vertikaler Durchbiegung derselben, kurz durch alle Umstände, welche eine gegenseitige Lageänderung der Träger, eine Verschiebung oder Verdrehung des Querprofils anstreben. Ganz besonders ist dies der Fall bei schiefen Brücken, wo in demselben Querschnitte verschiedene vertikale Durchbiegungen der Träger bei Belastung notwendigerweise eintreten. Der Widerstand der Querverbände jedoch bringt es mit sich, daß gleichzeitig eine Verdrehung der Träger, ein Ausweichen derselben aus der vertikalen Lage, eingeleitet wird.

Bei Brücken, die in Bahnkurven liegen, ist im allgemeinen der Lastanteil der Hauptträger ungleich und infolge dessen ebenfalls die eintretende Durchbiegung derselben. Auch hier sind es die Querverbände, welche zunächst hierdurch Beanspruchungen erleiden. Die seitlich wirkenden Kräfte, insbesondere der Winddruck, die Stosswirkungen der Fahrzeuge und die Centrifugalkraft bei Brücken, die in Bogen liegen, rufen nicht minder den Widerstand der Querverbände wach.

Bei Straßenbrücken stellt die Bahnunterlage (Fahrbahntafel) in vielen Fällen eine gute Verbindung der Träger her, sodaß mit Rücksicht hierauf die Längsverbände konstruktiv leichter gehalten werden dürfen; bei kleinen Brücken sind dieselben oft gänzlich weggelassen worden.

Die Querverbände haben hier dieselbe Aufgabe und Bedeutung, wie bei Eisenbahnbrücken, obschon die angreifenden, eine Formänderung des Querprofils hervorrufenden Kräfte hier in ihrer Wirkung geringer sind.

Bei kleinen Brücken, namentlich bei solchen mit geringen Trägerhöhen, hat man indessen auch diesen Verband oft weggelassen, da das Anbringen desselben mit Schwierigkeiten verbunden und die auftretenden Formänderungen jedenfalls um so geringer werden, je kleiner die Spannweite ist. In diesen Fällen muß die Bahnunterlage und die Lagerung der Träger auf den Stützen den Zusammenhang der Träger herstellen und die Stabilität der Brücke genügend sichern.

Die schiefen Brücken und die Fächerbrücken sollen im folgenden Paragraph für sich behandelt werden. Die Besprechung wird sich nicht streng auf Hauptträger und Zwischenkonstruktionen beschränken, weil es sich empfiehlt, das jenen Bauwerken Charakteristische im Zusammenhange vorzuführen.

§ 22. Schiefe Brücken und Fächerbrücken.

1. Schiefe Brücken.

Bei der Konstruktion schiefer eiserner Brücken sind nachstehend aufgeführte Punkte zu beachten; dabei sind nur Balken- und Bogenbrücken ins Auge gefasst. Die bei den selten vorkommenden Hängebrücken nötigen Abänderungen ergeben sich ohne Schwierigkeit.

a. Auflager. Die Auflagermitten der Träger dürfen sich der Vorderkante des Pfeilermauerwerks nicht zu sehr nähern; das hier einzuhaltende Maß, senkrecht zur Vorderkante gemessen, ist je nach der Größe der Stützweite, also des Brückengewichts verschieden. Für Stützweiten zwischen 40 und 100 m kann man diesen Abstand setzen:

$$w = (0,5 + 0,005 l) \text{ Meter.}$$

Für Stützweiten unter 40 m kann man annehmen:

$$w = (0,25 + 0,01 l) \text{ Meter.}$$

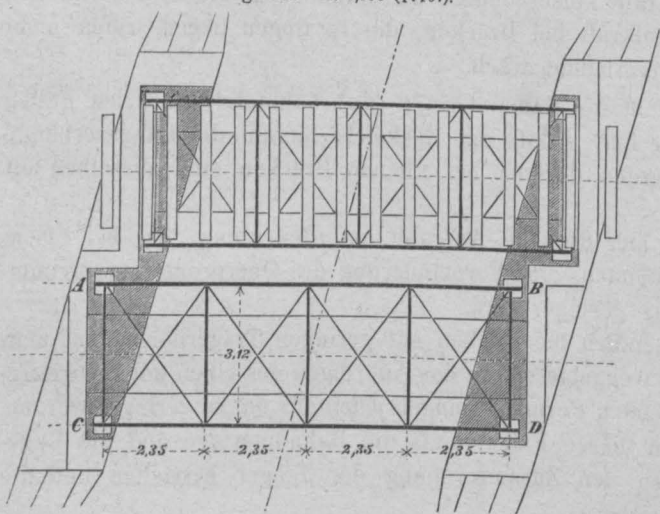
l ist die Stützweite in Metern. Die vorgeführten Formeln ergeben die kleinsten zulässigen Abstände. Man gehe aber selbst bei sehr kleinen Brücken nicht unter

$$w_{\min} = 0,3 \text{ Meter.}$$

b. Querträger und Querverbindungen. Wie oben (§ 16) bereits angeführt, sind die schiefen Anschlüsse der Querträger bzw. Querverbindungen an die Hauptträger, sowie der Zwischenträger an die Querträger u. s. w. nach Möglichkeit zu vermeiden.

Wenn der Schnittwinkel der Achsen nur wenig von einem rechten Winkel abweicht, so kann man sämtliche Querträger bzw. Querversteifungen wie diejenigen einer

Fig. 48. M. 0,006 (1:167).



geraden Brücke herstellen, indem man die Auflager der Träger normal einander gegenüber setzt (Fig. 48); dadurch wird die Stützweite der Brücke größer, als unumgänglich nötig ist, weil die Lager A und D weiter von der Mauerante zurückliegen, als die statischen Rücksichten verlangen. Diese Anordnung wird um so leichter möglich, je näher die Hauptträger aneinander liegen; bei zwei- und mehrgleisigen Brücken behandelt man deshalb zweckmäßig jedes Gleis als besondere Brücke mit zwei Hauptträgern und verschiebt diese

Brücken gegeneinander entsprechend der Schiefe, s. d. Figur. Diese Konstruktion ist auch bei Bogenbrücken möglich.

c. Endanordnung. Wenn der Schnittwinkel der Achsen wesentlich von einem rechten Winkel abweicht, so wird bei der soeben angegebenen Konstruktion die Stützweite sehr groß und das Pfeilermauerwerk sehr stark. Alsdann wird zweckmäßig nur der mittlere Teil der Brücke, etwa $AECF$ (Fig. 49 a), als normale Überbrückung hergestellt, wobei die Lage der Querträger bzw. Querversteifungen AF und EC durch die Auflager A und C bestimmt ist; die durch die Schiefe bedingte Unregelmäßigkeit

ist demnach in die Endfelder verwiesen, welche hier im Grundrisse die Dreieckform aufweisen. Man ist aber mit den letzten normalen Querverbindungen nicht an die Auflager A und C gebunden, kann dieselben vielmehr auch an eine andere geeignete Stelle legen (z. B. nach FG und HJ in Fig. 50). Alsdann werden die Endfelder im Grundriss Paralleltrapeze.

Fig. 49 a.
Eisenbahnbrücke in der Sektion Bruck
(Gerber).

Fig. 49 b.
Wege-Unterführung auf der Bahn Schwarzenbeck-
Oldesloe.

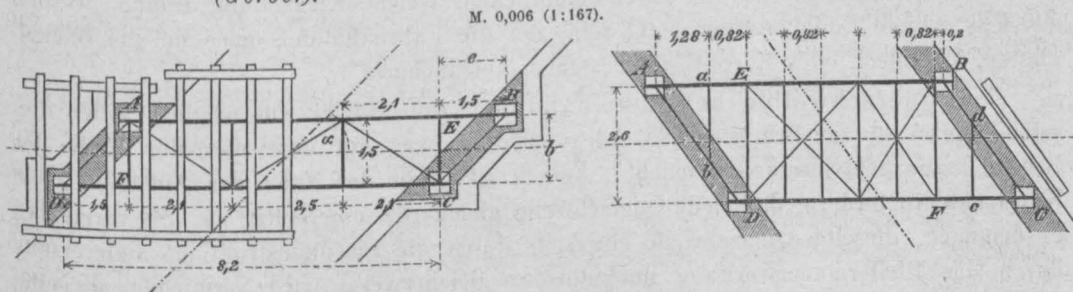


Fig. 50.
Unterführung der Gutenbergstrafse. Bahnhof Hannover.

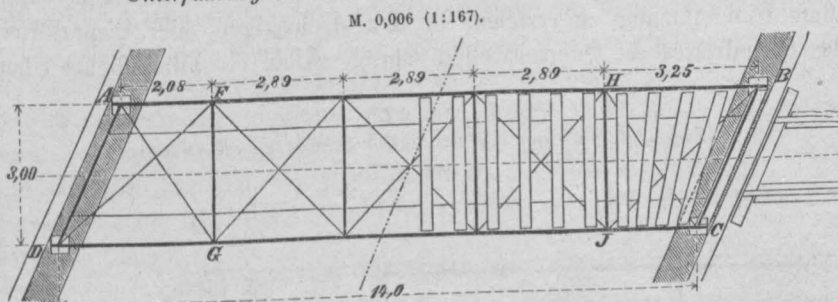
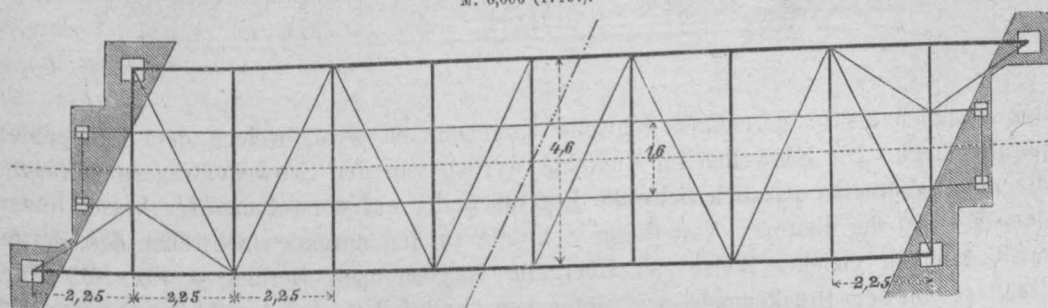


Fig. 51.
Eisenbahnbrücke über die Oppenheimer Landstrasse. Trapezträger (Gerber).



Häufig werden schiefe Endquerträger angeordnet; dieselben werden bei Eisenbahnbrücken meistens nötig sein, wenn die Schienen unmittelbar von den Querträgern getragen werden (Fig. 49 b); alsdann unterstützen die schiefen Endquerträger (AD bzw. BC) die Schienen. Falls die Entfernung der letzten normalen Querträger DE bzw. BF und der schiefen Endquerträger AD bzw. BC an den Schienenunterstützungsstellen so groß ist, daß die Schienen sich auf diese Länge nicht frei tragen können, so können noch kleine Querträger (ab bzw. cd , Fig. 49 b) eingeschaltet werden. Es ist empfehlenswert, die Abstände der Querträger voneinander gleich zu machen; nur die letzten Felder

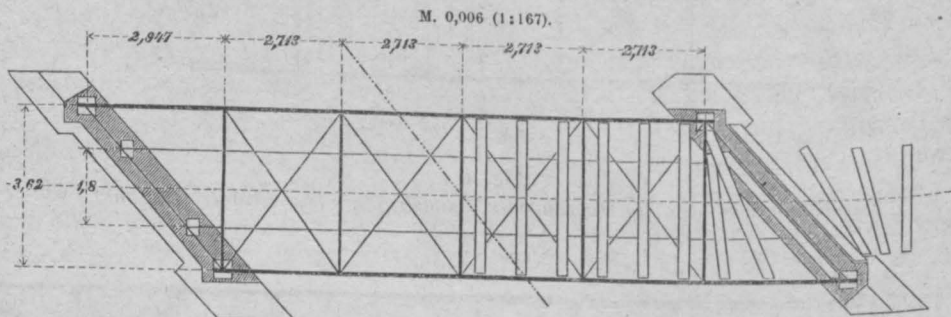
Aa und Cc erhalten meistens ein anderes Maß, als der Abstand der übrigen Querträger beträgt.

Wenn Schwellen und Schienen durch besondere Längsträger zweiter Ordnung getragen werden, bieten den Längsträgern der Endfelder oft schiefe Endquerträger die Endauflager. Zweckmäßiger vermeidet man sie in diesem Falle, indem man den Schienenträgern der Endfelder besondere Auflager auf dem Pfeiler giebt, sogenannte Auflager zweiter Ordnung. Man umgeht dadurch die schwierigen schiefen Anschlüsse, s. Fig. 51.

Bei Straßenbrücken und Eisenbahnbrücken, welche Kiesbettung tragen, werden meistens schiefe Endquerträger nötig sein, um die Fahrbahntafel, mag sie aus Buckelplatten, Wellblech oder Zores-Eisen bestehen, aufzunehmen.

d. Querschwellen bei Eisenbahnbrücken. Soviel wie möglich sollen dieselben senkrecht zur Brückenachse gelegt werden, was auf dem normalen Teile der Brücke keine Schwierigkeiten macht. Anders ist es in der Nähe der Auflager; viele Konstrukteure fordern, daß jede Querschwelle gleichartig unterstützt sei. Sie vermeiden es demnach, dieselbe Querschwelle einerseits durch die Eisenkonstruktion, andererseits durch das Pfeilermauerwerk zu unterstützen; gleicherweise wird vermieden, dieselbe Querschwelle zum Teil auf das Mauerwerk, zum Teil in die Bettung zu verlegen. Es ist das wegen der ruhigen Fahrt und größeren Sicherheit zweckmäßig. Man legt, um die erwähnte Unterstützung zu erzielen, in den dreieckigen oder trapezförmigen Endfeldern des Grundrisses die Querschwellen schräg, wobei ein allmählicher Übergang von

Fig. 52.
Wege-Unterführung auf der Bahn Schwarzenbeck-Oldesloe.



der normalen bis zu derjenigen Schwelle vorgenommen wird, welche dem Landpfeiler parallel liegt. Die Schwellen im Endfelde werden von den Schwellenträgern getragen, die dem Landpfeiler parallele Schwelle liegt entweder auf demselben oder besser hinter demselben in der Bettung. Von dieser Schwelle zu den normalen Schwellen des Gleises muß dann in gleicher Weise der Übergang vorgenommen werden, s. Fig. 52. Man erhält so auf dem Brückenende, wie hinter dem Landpfeiler, eine Anzahl konvergierender Schwellen, deren größter Abstand nach der Tragfähigkeit der Schienen zu bemessen ist. Für diese Anordnung sind die dreieckigen Endfelder im Grundriss unzweckmäßig, weil bei derselben die Schwellenköpfe an der einen Seite sehr nahe aneinander zu liegen kommen, die trapezförmigen Endfelder sind hier vorzuziehen, weil sich bei ihnen der Übergang bequemer gestaltet, s. Fig. 50, S. 155.

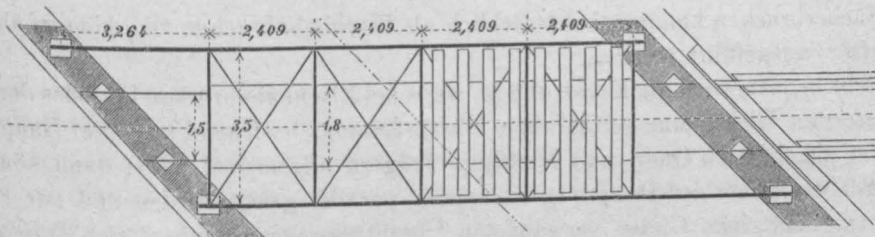
Wesentlich einfacher wird die Konstruktion, wenn die Schienen unmittelbar von den Längsträgern zweiter Ordnung getragen werden, besonders, wenn auf der freien Strecke eiserner Langschwellenoberbau anschließt. Die Schienen ruhen dann auf den

Schienenträgern bis zu deren Ende und haben sich von diesem bis zu einer hinter dem Pfeilermauerwerk schräg in der Bettung liegenden Querschwellen freizutragen; hinter letzterer beginnen die eisernen Langschwellen. Diese Anordnung kann auch für die unregelmäßigen Endfelder gewählt werden, wenn in dem mittleren, normalen Teile der Brücke Querschwellen liegen; selbstverständlich müssen dann in den Endfeldern die Schienenträger denselben Abstand wie die Schienen haben (Fig. 53).

Fig. 53.

Unterführung des Englbosteler Damms. Bahnhof Hannover.

M. 0,006 (1:167).



Im übrigen ist bei genügend sorgfältiger Konstruktion die ungleichartige Unterstüttung der Querschwellen nicht verwerflich; Gerber hat sie mehrfach ausgeführt. Ein Beispiel zeigt Fig. 49 a, S. 155, bei welchem die Querschwellen an ihrem einen Ende auf einer in die Bettung gelegten Langschwelle, außerdem bezw. auf dem eisernen Überbau und dem Pfeilermauerwerke ruhen.

Man kann die gleichartige Unterstüttung der Schwellen auch dadurch erreichen, daß man ähnlich wie unter b. (in Fig. 48, S. 154) vorgeführt, die beiden mit besonderen Auflagern versehenen Endschwellenträger gleich lang macht, also die Auflager normal einander gegenüber anordnet, s. Fig. 51. Das Pfeilermauerwerk wird alsdann an der Hinterseite, soweit es sonst der ersten Landschwelle im Wege sein würde, senkrecht zur Brückenachse begrenzt. Diese Anordnung ist sehr zweckmäßig; man erreicht dabei durchgehends normale Schwellenlage. Bei größeren Stützweiten bildet diese Konstruktion die Regel. Um die letzte Brückenschwelle möglichst nahe an die erste Landschwelle zu bringen, hat man wohl an die Endschwellenträger noch kurze Konsolen (Kragträger) gesetzt, welche die letzte Querschwelle der Brücke tragen.

e. Aussteifung. Diejenigen Teile der Hauptträger, welchen kein Teil des anderen Hauptträgers gegenüberliegt, müssen, besonders bei oben liegender Fahrbahn, gegen die beim Überfahren der Lasten u. s. w. auftretenden wagrechten Kräfte und Schwankungen versteift werden. Es ist deshalb eine Querversteifung nötig, welche bei Balkenträgern die obere Gurtung über dem Auflager des einen Trägers mit dem Auflager des anderen Trägers verbindet, d. h. eine schiefe Endversteifung, vergl. Fig. 49 a, S. 155. Eine ganz ähnliche Endversteifung ist bei dem Streckgurt der Bogenbrücken anzuordnen. Bei den Bogenbrücken legt man die Querversteifungen entweder parallel zur Achse des zu überbrückenden Weges, in welchem Falle man schiefwinkelige Anschlüsse erhält oder normal zur Brückenachse. Bei letzterer Anordnung ist der Querschnitt jeder Versteifung ein Viereck, dessen untere Seite nicht wagrecht ist; denn die Punkte der beiden Bogen, welche einander normal gegenüberliegen, also miteinander verbunden werden, haben verschiedene Höhe, weil die Bogen gegeneinander verschoben sind.

f. Herstellungsrücksichten. Man richtet es zweckmäßig so ein, daß die beiden zu einem Gleise gehörigen Hauptträger einander gleich sind, sodaß man also

jeden derselben sowohl nach AB , wie nach CD legen kann (Fig. 48, 49b, 50). Bei Herstellung der Fahrbahntafel für Strafsen- oder Eisenbahnbrücken ist dahin zu streben, daß man möglichst rechteckige Felder schafft; Buckelplatten von nicht rechteckiger Grundform können freilich bei dem heutigen Stande der Technik ohne Schwierigkeit angefertigt werden; sie sind aber immer etwas teurer, als normale. Für die Endfelder kann man jedoch Buckel- oder Hängeplatten von ungewöhnlicher Form, schief abgeschnittene Wellblechtafeln, Belageisen u. s. w. nicht ganz vermeiden.

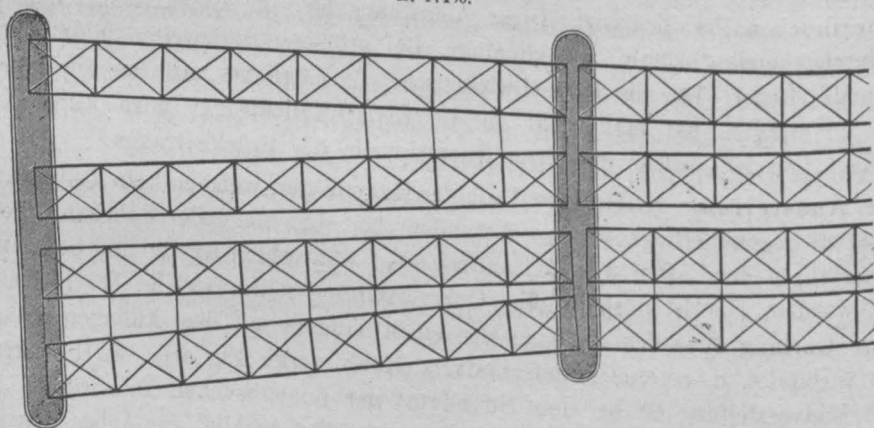
2. Fächerbrücken.

Fächerbrücken kommen hauptsächlich als Eisenbahnbrücken vor, können aber auch für Strafsen ausgeführt werden.

Sehr bequem wird die Konstruktion, wenn bei Eisenbahnbrücken für jedes der auseinanderlaufenden Gleise eine selbständige Überbrückung, bestehend aus zwei Hauptträgern nebst den zugehörigen Quer- und sonstigen Trägern angeordnet wird; dann können die zu jedem Gleis gehörigen Hauptträger einander parallel gelegt werden und nur zwischen den für die einzelnen Gleise verwendeten Überbrückungen ergeben sich trapezförmige Flächen im Grundriss, welche, weil gering belastet, leicht in irgend einer Weise geschlossen werden können, sei es durch Bohlenbelag, Wellblech, Buckelplatten, Glastafeln u. dergl., welche aber auch unter Umständen ganz oder teilweise offen bleiben können. Auf den Pfeilern erhält man geringe Unregelmäßigkeiten, die aber, besonders wenn die Vorderflächen des Pfeilers in mittlere Linien gelegt werden, nur gering sind und meistens einen ganz normalen Überbau nach Art der Fig. 48, S. 154, gestatten, indem die Auflagermitten der Träger verschieden weit hinter den Vorderkanten der Pfeiler zurückliegen, s. Fig. 54a.

Fig. 54a.
Brücke über den Humboldt-Hafen. Berliner Stadteisenbahn.

M. 1:470.



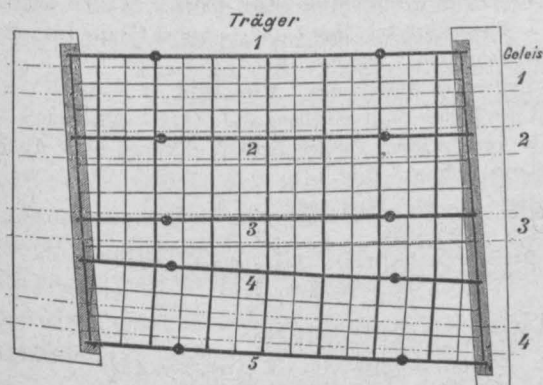
Wenn man für die Verschiebung der Gleise und die Einlegung von Weichen auf der Brücke freie Hand behalten will, so werden zweckmäßig die Gleise auch auf der Brücke in Bettung gelegt, welche auf einer Fahrbahntafel ruht. Hierbei wie auch bei Strafsenbrücken mit Fahrbahntafel ist ebenfalls die ganze Grundfläche in Gruppen zu zerlegen, in deren jeder die Hauptträger einander wo möglich parallel gelegt werden. Die Endhauptträger legt man in die divergierenden Seiten des trapezförmigen Grundrisses, die anderen diesen Endhauptträgern parallel. Die unregelmäßigen Flächen liegen

zwischen je zwei Gruppen. Hier wird man aber die Konstruktion überall, also auch in den unregelmäßigen Flächen gleich tragfähig herstellen müssen. In den einzelnen Gruppen

Fig. 54b.

Unterführung der StraÙe Spandauer Brücke.
Berliner Stadteisenbahn.

M. 1:400.



hat man Brücken, welche in allen wesentlichen Punkten nach den für schiefe Brücken entwickelten Gesichtspunkten zu konstruieren sind; auch die unregelmäßigen Flächen zwischen den Gruppen bieten keine Schwierigkeiten. Man vergleiche Fig. 54b.

Erwähnt mögen hier noch die trapezförmigen Brücken werden, welche durch eine Keilform der überbrückten Öffnung bedingt werden und welche an jeder Seite verschieden, aber ganz ähnlich behandelt werden, wie die schiefen Brücken. Dieser Fall tritt namentlich bei Kurvenbrücken nicht selten ein.

Litteratur, die eisernen Brücken im allgemeinen betreffend.

Sammelwerke und größere Spezialwerke über eiserne Brücken.

- Etzel, C. Brücken und Thalübergänge schweizerischer Eisenbahnen. Basel 1856.
Supplement hierzu. Basel 1859.
Becker, M. Handbuch der Ingenieurwissenschaften. 2. Bd. Der Brückenbau in seinem ganzen Umfange. Stuttgart 1854 (4. Aufl. 1873).
Molinos et Pronnier. Traité théorique et pratique de la construction des ponts métalliques. Paris 1857.
Bauernfeind. Vorlegeblätter zur Brückenbaukunde. 1. Aufl., München 1854. 3. Aufl. von Frauenholz und Asimont. Stuttgart 1876.
Müller, H. Die Brückenbaukunde in ihrem ganzen Umfange. Leipzig 1860.
v. Klein. Sammlung eiserner Brückenkonstruktionen, ausgeführt bei den Bahnen des Vereins deutscher Eisenbahnverwaltungen. Stuttgart 1860.
Humber, W. A complete treatise on cast and wrought iron bridge construction. 2. edition. London 1864.
Schwarz. Der Brückenbau. Berlin 1866.
Laissle und Schübler. Der Bau der Brückenträger mit besonderer Rücksicht auf Eisenkonstruktionen. Stuttgart 1869 (4. Aufl. 1876).
Heinzerling. Die Brücken in Eisen. Leipzig 1870.
Maw and Dredge. Modern examples of road and railway bridges. London 1872.
Mary. Cours de routes et ponts, professé à l'école centrale des arts et manufactures. Paris 1873.
Malézieux, M. Travaux publics des états-unis d'Amérique en 1870. Paris 1873.
Baker. Long and short-span railway bridges. London 1873.
Debauve. Manuel de l'ingénieur des ponts et chaussées. 11. Fasc. Ponts et viaducs en bois et en métal. Paris 1874.
von Kaven, A. Disposition von Brücken und praktische Details. 20 Tafeln mit beigeschriebenem Text. Aachen 1874.
Morandière, R. Traité de la construction des ponts et viaducs en pierre, en charpente et en métal pour routes, canaux et chemins de fer. Paris 1876.
Rziha, F. Eisenbahn-Unter- und Oberbau. 2. Bd. Brückenbau. Wien 1877.

Winkler, E. Vorträge über Brückenbau. Wien, Gerold. Davon sind erschienen:

I. Teil. Theorie der Brücken. 1. Heft: Äußere Kräfte der Balkenträger (1. Aufl. 1873, 3. Aufl. 1886). 2. Heft: Innere Kräfte. Theorie der gegliederten Balkenträger (2. Aufl. 1881).

IV. Teil. Eiserne Brücken. 2. Heft: Gitterträger und Lager gerader Träger (1. Aufl. 1873, 2. Aufl. 1875). 4. Heft: Die Querkonstruktionen der eisernen Brücken (1. Aufl. 1879, 2. Aufl. 1884).

III. Teil. Hölzerne Brücken. 1. Heft: Balkenbrücken. 2. Aufl., Wien 1887.

Heinzerling, F. Die Brücken der Gegenwart. Abteil. I. Eiserne Brücken, Heft 1—6. Aachen u. Leipzig 1873/85.

Loewe, F. Grundzüge zu Vorlesungen über eiserne Balkenbrücken. München 1877.

Steiner, F. Über Brückenbauten in den Vereinigten Staaten von Nordamerika. Wien 1878.

v. Leber. Das Eisenbahnwesen in Frankreich zur Zeit der Pariser Weltausstellung i. J. 1878. Wien 1880.

Hutchinson, E. Girder making and bridge building in wrought iron. London 1879.

von Gabriely, A. Konstruktionsdetails für schmiedeiserne Brücken. Graz 1879.

Lavoinne et Pontzen. Les chemins de fer en Amérique. 1. Bd. Paris 1880.

Croizette Desnoyers. Cours de construction des ponts. Paris 1885.

Häselser, E. Der Brückenbau. 1. Teil: Die eisernen Brücken. 1. Lieferung. Braunschweig 1888.

Kleinere Werke und Aufsätze in Zeitschriften.

Winkler. Über Fortschritte im Bau eiserner Brücken. Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1876.

Gleim, O. Der amerikanische Brückenbau der Neuzeit. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1876.

Steiner. Zum gegenwärtigen Stande des Brückenbaues. Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1883.

Ebert, E. Über Eisenbrücken. Bayerisches Industrie- und Gewerbeblatt 1886.

Brik, J. Über die Erkenntnis abnormaler Zustände in eisernen Brücken. Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1887.

Lang, G. Über Berechnung und Konstruktion der Bauten in Eisen. Riga'sche Industriezeitung 1886, No. 23; 1887, No. 13 bis 18.

Emperger, F. v. Über die Zulässigkeit schwerer Fahrbetriebsmittel vom Standpunkt einer neuen Brückenverordnung für Eisenbahnbrücken. Wien 1887.

Zampis, G. Die Brückenverordnung des k. k. österr. Handelsministeriums vom 15. Sept. 1887 nebst dem Entwurfe einer Instruktion für die Erprobung und Instandhaltung der Brücken. Wien 1888.

v. Leber, M. Die neue Brückenverordnung des k. k. österr. Handelsministeriums und ihre technische Begründung. Wien 1888.

Stöckl und Hauser. Hilfstabellen für die Berechnung eiserner Träger mit besonderer Rücksichtnahme auf Eisenbahnbrücken. Wien 1888.

Normalien für eiserne Brücken.

Normalien der österr. Südbahn. 4 Hefte. 1868.

Normalien der k. k. österr.-ungar. Staatsbahn. 1869.

Normalien der k. k. priv. österr. Nordwestbahn. 1868—75.

Normalien der k. k. österr. Generalinspektion. 1878.

Normalien der k. k. Direktion für Staatseisenbahnbauten. 1880—83.

Normalien der hessischen Ludwigsbahn.

Normalien der Berlin-Koblenzer Eisenbahn.

Normalien der Reichseisenbahnen in Elsass-Lothringen

u. a.

VIII. Kapitel.

Die Brückenbahn (Fahrbahnen, Fußwege und Geländer).

Bearbeitet von

Fr. Steiner,

Diplom. Ingenieur, Professor an der deutschen technischen Hochschule zu Prag.

(Hierzu Tafel II und III, sowie 45 Holzschnitte.)

§ 1. Allgemeines.

Von den Hauptbestandteilen der eisernen Brücken, welche in § 16 des vorigen Kapitels namhaft gemacht wurden, sind zunächst die Brückenbahnen, also die Fahrbahnen und die Fußwege, nebst den Geländern hinsichtlich ihrer Konstruktion zu besprechen. Während die Träger einer Brücke hauptsächlich von der Länge, die Pfeiler von der Höhe des Bauwerkes beeinflusst werden, kommt hinsichtlich der Fahrbahnkonstruktionen namentlich die Querdimension in Betracht, weshalb alle hierher gehörigen Elemente der Brücke mitunter in ein eigenes Kapitel, das der Querkonstruktionen oder Zwischenkonstruktionen eingereiht werden. Wir wollen uns hier mit den Querkonstruktionen nur insoweit beschäftigen, als dieselben in nahen Beziehungen zu der Anordnung der Fahrbahnen stehen, dagegen alle jene Teile, welche zum Zwecke der seitlichen Versteifung angeordnet sind (die Querverstrebung, Windkreuze u. s. w.) zunächst nicht in Betracht ziehen, sondern erst an anderer Stelle, bei den Trägern selbst, besprechen.

Nach dem Zwecke des Verkehrsmittels hat man zu unterscheiden zwischen jenen Bahnkonstruktionen, welche den Verkehr von Eisenbahnfahrzeugen bezw. gewöhnlichen Wagen zu vermitteln haben und jenen, welche ausschließlich für Fußgänger bestimmt sind. In letzterem Falle kommen, wenn der Weg außerhalb der Träger liegt, häufig sogenannte Konsolen in Anwendung.

Es ist ferner daran zu erinnern, daß zwischen oder auf den Hauptträgern gewöhnlich ein steifes Netz von Quer- und Längsträgern, das Fahrbahngerippe, angeordnet wird; auf demselben liegt bei Straßenbrücken in der Regel, mitunter auch bei Eisenbahnbrücken, eine Gruppe von Bestandteilen, die Fahrbahntafel, welche die Maschen des Fahrbahngerippes ausfüllt oder bedeckt und so die Aufbringung der eigentlichen Brückendecke, der Kiesbahn, des Pflasters u. dergl. gestattet.

Brückendecke und Brückentafel verlangen eine eigene Besprechung, je nachdem es sich um Eisenbahnen oder Straßen handelt, und sollen daher zunächst unter A. als Fahrbahn in engerem Sinne abgehandelt werden.

Das Fahrbahngerippe, von den Fahrbahnträgern gebildet, soll unter B. betrachtet werden, während die Fußwege und mit ihnen zweckmäßig die Konsolen und Geländer als letzter Abschnitt unter C. dieses Kapitels nähere Erörterung finden.

Die Breiten der Fahrbahnen und der Fußwege sind in vorstehendem als gegeben anzusehen; bezüglich Angaben findet man in § 13 des ersten Kapitels, auch die Paragraphen 17 bis 20 des VII. Kapitels sind hierüber zu vergleichen.

A. Die Fahrbahn.

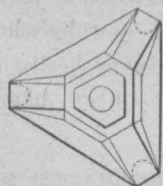
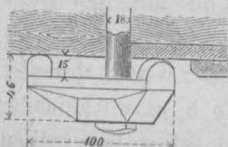
I. Eisenbahnbrücken.

§ 2. Querschwellen (Tafel III).

Die meisten Bahnen, welche hölzerne Querschwellen für den Oberbau der freien Strecke anwenden, haben diesen Oberbau auch auf den Brücken beibehalten. Die dadurch entstehende Gleichartigkeit der Gleiskonstruktion vereinfacht die Erhaltung und erleichtert die Überwachung; die Schwellen selbst mäßigen als elastisches Zwischenglied den Einfluß der Stöße auf die eigentlichen Träger; hingegen sind geringere Dauer, mindere Haltkraft der Befestigungsmittel für die Schienen, sowie eine ziemlich bedeutende Gewichtsvermehrung der Fahrbahnkonstruktion nicht unwesentliche Nachteile. Hinsichtlich der Art der Durchführung unterscheidet man mehrere Anordnungen.

Bei oben befindlicher Fahrbahn und Trägern kleinerer Spannweite pflegt man die Schwellen direkt auf die Hauptträger zu legen (T. III, F. 1) und auf denselben mittels 18 bis 22 mm starker Schrauben zu befestigen, welche unmittelbar durch entsprechende Löcher der Gurte gehen und daselbst an Stelle der Niete treten, oder, was im Interesse größserer Ungeundenheit in der Schwellenverteilung zweckmäßiger erscheint, als Hackenschrauben konstruiert sind, deren Kopf die Gurtlamelle umfaßt und deren Spindel mit einer Nase versehen ist, die ein Drehen derselben nicht gestattet. Eine besondere Be-

Fig. 1. M. 1:5.



achtung verdient in dieser Hinsicht die aus Fig. 1 erkennbare Konstruktion der bayerischen Staatsbahn, wie sie u. a. von Klett & Co. ausgeführt wurde. Um eine seitliche Verschiebung der Schwellen zu verhindern, wird die Lamelle wohl 1 bis 3 cm tief in dieselben eingelassen und die Schwellen werden an den Stellen, wo sie auf Nietköpfe zu liegen kommen, etwas ausgehöhlt, mit übertriebener Vorsicht wird mitunter sogar die Anordnung versenkter Nietköpfe durchgeführt. Die Muttern selbst versieht man passend mit Sicherungen gegen Losewerden und legt sie behufs leichterer Überwachung nach oben. Sind die Abstände der Hauptträger nicht durch Stabilitätsrückichten bestimmt vorgezeichnet, so kann man namentlich bei kleinen Spannweiten die Träger lotrecht unter die

Schienen legen (F. 1, T. III), wobei die Querschwellen keine Formänderung durch die Belastung erfahren und lediglich als Unterstützungen der allfällig angewendeten, belasteten gedachten Bohlen auftreten. Größere Billigkeit ist ein Vorteil, minder elastisches Fahren, größere Gebundenheit in der Befestigungsart der Schwelle sind Nachteile dieser Anordnung. Liegen die Schienen im Abstände e von der Trägerachse, so hat die Schwelle bei einem durch die Lokomotivräder verursachten Drucke D auf eine Schiene ein biegemoment $D \cdot e$, welches innerhalb der beiden Schienen konstant bleibt, aufzunehmen; hiernach ist ihr Querschnitt zu bestimmen.

Bei zwischen den Hauptträgern liegender Fahrbahn werden, um die Anordnung von Querschwellen zu ermöglichen, besondere Längsträger notwendig, die aus Holz oder Eisen konstruiert werden. Hinsichtlich der Befestigung und Berechnung gilt das oben Gesagte.

Die Entfernung der Schwellen wird man zweckmäßig im Interesse einer regelmäßigen Anordnung gleich einem Teile der Querträgerentfernung und durchgehends so klein wählen (bei Normalspurbahnen 0,65 bis 0,85 m), daß die Schienen die nötige Tragkraft behalten, auch wenn ein Stoß dazwischen liegt.

Eiserne Querschwellen sind bisher auf Brücken nur ausnahmsweise benutzt. Einen Fall, in welchem die Schienen von solchen getragen werden, zeigt die in T. III, F. 18 dargestellte Konstruktion am Iglava-Viadukt der österreichischen Staatsbahn. Die dicht liegenden Formeisen besitzen die Λ -Form. Als mehrfach beobachtete unangenehme Eigenschaft derartiger Anordnungen muß das Rasseln beim Befahren bezeichnet werden; die Stöße werden unvermittelt übertragen. Um letzterem Übelstande Rechnung zu tragen, gilt es in Österreich als Vorschrift, die für die Ermittlung der Querschnittmaßegebenden Belastungen um 10% zu vergrößern.

Bei dichter Anordnung der Querträger können diese die Rolle der Querschwellen übernehmen und es werden derartige eiserne, in dem bei Querschwellen üblichen Abstände gelegte Schienenträger namentlich bei mangelnder Konstruktionshöhe zur Anwendung gebracht, wie z. B. die in T. III, F. 14 dargestellte Anordnung für Zwillingsträger zeigt. Hinsichtlich der Befestigung der Schienen auf denselben verweisen wir auf die neueren erprobten Anordnungen bei eisernen Oberbausystemen.

Fig. 2.

Fig. 3.

Fig. 4.

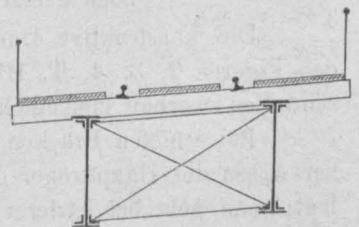
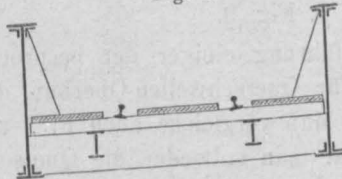
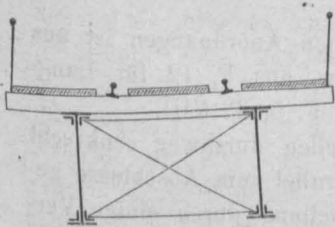


Fig. 5.

Fig. 6.

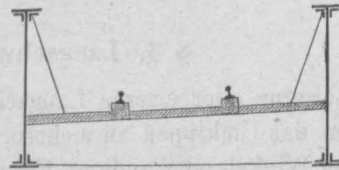
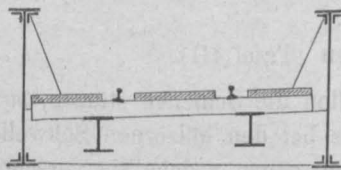
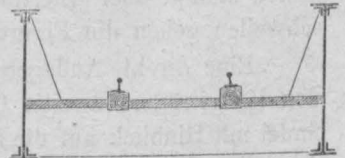
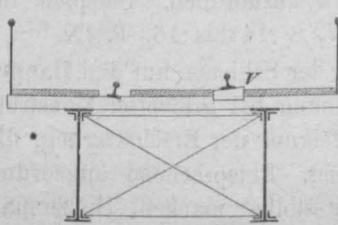
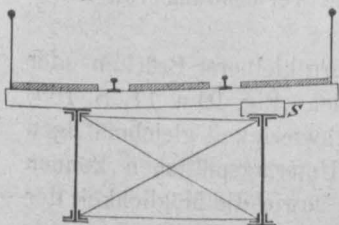


Fig. 7.

Fig. 8.

Fig. 9.



Die Anordnung in Kurven erfordert eine Höherlegung des äußeren Schienenstranges; es sind hierbei folgende Anordnungen üblich:

1. Man neigt die ganze Brücke mit etwaiger Ausnahme der Geländer in der Querrichtung. Diese Anordnung ist bei kleinen Bauwerken die zweckmäßigste. Die Überhöhung wird hier ausschließlich durch eine verschiedene Höhenlage der Auflagerplatten erzielt. Die Träger sind gegen die Vertikale geneigt. Die Konstruktion bleibt für Lang- und Querschwellen dieselbe, s. Fig. 2 u. 3, S. 163. Man vergl. Kap. VII, S. 134.

2. Man stellt die Hauptträger vertikal, doch in verschiedene Höhe und ordnet im übrigen die Fahrbahn auf den Trägern wie bei Brücken in Geraden an. Die Querverbindung erhält schiefe Anschlüsse, s. Fig. 4.

3. Man stellt die Hauptträger vertikal in gleiche Höhe und ordnet die Fahrbahnkonstruktion schief an. Hier gibt es wieder verschiedene Mittel:

a. Normal konstruierte Querträger, Längsträger in verschiedener Höhe; insbesondere beim Querschwellen-Oberbau und größeren Spannweiten üblich, s. Fig. 5, S. 163.

b. Der Obergurt der Querträger wird schief angeordnet, insbesondere beim Langschwellen-Oberbau durchgeführt, s. Fig. 6.

c. Normal konstruiertes Fahrbahngerippe; die Überhöhung wird durchgeführt:

α. durch Unterlagsstücke *S* unter den Querschwellen (Stühle aus Holz oder Eisen), s. Fig. 7;

β. durch Unterlagsstücke *V* unmittelbar unter den Schienen (gegen α. im Nachteile, da sich solche Unterlagen leicht verrücken), s. Fig. 8;

γ. die unmittelbar die Schienen tragenden Längsträger werden verschieden hoch gemacht, s. Fig. 9.

Die konstruktive Durchführung einiger der besprochenen Anordnungen ist aus den Figuren 2, 3, 4, T. III für Querschwellen-Oberbau, bzw. aus F. 12 für Langschwellen-Oberbau ersichtlich. Man vergleiche auch F. 1 und F. 5, T. VIII.

Bei schiefen Brücken hat man entweder die Querschwellen durchweg senkrecht zur Achse der Hauptträger oder in der Nähe der Auflager parallel zum Abschlusse gelegt; man geht bei letzterer Anordnung von der normalen Stellung durch einige Vermittelungslagen in die geneigte, aus dieser wieder auf der Brücke selbst in die normale Lage über. Wegen der bezüglichen Einzelheiten ist auf Kap. VII, § 22 zu verweisen.

§ 3. Langschwellen (Tafel III).

Sollen hölzerne oder eiserne Langschwellen die Schienen stützen, so sind sie vor allem gut gegen das Umkippen zu sichern, was bei den hölzernen Schwellen durch die Verwendung von Winkel- oder anderen Formeisen, gegen welche sie verschraubt werden, geschehen kann. Man sehe F. 6 u. 11. Die Stöße in den Langschwellen sind am besten stumpf über Querträgern anzuordnen. Beispiele für die Verwendung von Langschwellen geben die Figuren 7, 8, 14 bis 16, T. IX.

Eine direkte Auflagerung der Schienen auf den Hauptträgern kleinerer Brücken oder den Längsträgern zweiter Ordnung bei größeren Konstruktionen (Fig. 10 u. 11, S. 165) findet mit Hinblick auf die Mäßigung der Erschütterung, die Schwierigkeit gleichmäßigen Anschlusses seltener Anwendung. Entsprechend angeordnete Unterlagsplättchen können den letzteren Übelstand minder fühlbar machen. Holzersparnis, sowie die Möglichkeit der Durchführung einer geringeren Konstruktionshöhe lassen in manchen Fällen jene An-

Fig. 10.

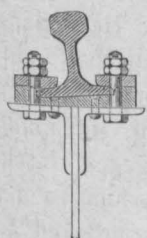


Fig. 11.

M. 1:10.

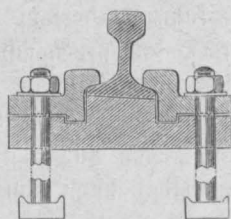


Fig. 12.

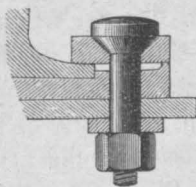
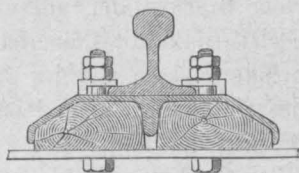


Fig. 13.

M. 1:10.



ordnung als eine zweckmäßige erscheinen. Die Befestigung betreffend ist in dieser Hinsicht vor allem zu beachten, daß die Klemmplatten federnd wirken sollen, dies geschieht, wenn man sie mit dem einen Ende mittels einer bestimmten Fläche auf der Unterlagsplatte, mit dem anderen auf dem Schienenfusse aufsitzen läßt, während in der Umgebung der zwischen den beiden Auflagerflächen des Plättchens sitzenden Schrauben kein direktes Anliegen des Plättchens auf der Unterlage stattfinden soll, sodafs dieses eine kleine Durchbiegung zu machen im stande ist und dadurch festsitzt, s. Fig. 12.

In Betreff der Überführung des eisernen Langschwellenoberbaues wechseln die gewählten Konstruktionen mit der Art des Systems. In jenen Fällen, in welchen man es mit einer gewöhnlichen breitbasigen Schiene, welche auf eigenen Langschwellen befestigt ist, zu thun hat (System Hilf, Hohenegger u. a.), werden entweder die Langschwellen ganz weggelassen und die Schienen direkt auf den Schienenträgern bzw. Hauptträgern der Brücke befestigt oder wo dieses nicht angeht, der gewöhnliche Querschwellen-Oberbau belassen. Fig. 13 zeigt eine Ausfütterung der eisernen Langschwellen mit Holz, wodurch eine leichtere Überführung erzielt wird; man hat den eisernen Oberbau auch mit Klötzen auf hölzernen Querschwellen befestigt und die Langschwellen durch Eisen von Z-förmigem Kaliber an denselben niedergehalten. Um der Schiene die nötige Neigung zu geben, wendet man im ersten Falle Krempelplättchen an, mittels welcher man die Fußschienen auf einzelne abgeschrägte Platten oder eine abgeschrägte durchgehende Lamelle befestigt, die ihrerseits direkt auf den Brückenträger bzw. die Schienenträger genietet sind. Man vergleiche hierzu T. III, F. 4 und F. 17. In letzterem Falle ist Hilf'scher Oberbau auf Zores-Eisen durch Plättchen und Vernietung befestigt.

An den Widerlagern kann man die eisernen Langschwellen mit Futterhölzern ausfüllen, um ein zweckmäßiges Auflager zu erzielen (Fig. 13); dasselbe wird sich empfehlen bei offenen Durchlässen kleiner Lichtweite, über welche die Langschwelle frei hinweggeführt werden kann, indem zur Vermeidung des schädlichen Einflusses der Stöße und um die Neigung der Schiene zu sichern, entsprechend geformte Futterstücke unter die Schwellen gelegt bzw. in deren Hohlräume eingepaßt werden. Um den Übergang von der Kiesbettung auf das Bauwerk zu vermitteln, hat die nassauische Eisenbahn eine oder (bei Aufrägen) mehrere Querschwellen vor dem Landpfeiler eingezogen.¹⁾

Hinsichtlich der Anordnung in der Kurve bzw. der Durchführung der Überhöhung des äußeren Schienenstranges kommen die Anordnungen in Betracht, welche im vorigen Paragraph besprochen wurden.

¹⁾ Vergl. Referate der technischen Kommission des Vereins deutscher Eisenbahnverwaltungen. Beantwortungen der Frage Gruppe I, No. 17. 6. Supplementband des Organs für die Fortschritte des Eisenbahnwesens. 1878, S. 58.

§ 4. Überführung der Bettung. Brückenbelag (Tafel III).

Die vollkommenste, aber kostspieligste Überführung besteht in der Herstellung einer Brückentafel, auf welcher das der freien Strecke entsprechende Schotterbett ruht. Gleichartigkeit des Oberbaues, Mäfsigung der Erschütterungen infolge der eingeschalteten Schottermassen und des gröfseren Gewichtes, welches die ganze Brücke erhält, Mäfsigung des Geräusches beim Passieren der Züge, Sicherung gegen Zündung und gegen Durchbrechen der Räder bei Entgleisungen, die gebotene Möglichkeit eines Verschiebens der Gleise und des Einlegens von Weichen sind die Vorteile, der nötige Mehraufwand an Material für Bahn und Träger der grofse Nachteil dieser Konstruktion, welche daher nur bei Brücken kleinerer Spannweiten, wo die Gesamtkosten minder ins Gewicht fallen, sich empfehlen wird. So wiegt ein Schotterbett von 3 m Breite und 0,5 m Höhe etwa 3 t f. d. lfd. m. Um diese 3 t wird sich das Eigengewicht der Konstruktion vermehren. Diese Erhöhung des Gewichtes hat natürlich wieder eine Vermehrung des Eisengewichtes zur Folge. Setzt man z. B. für Spannweiten bis 60 m und eingleisige Eisenbahnbrücken für die Totallast (Eigengewicht nebst zufälliger Belastung) als rundes Mittel 7,5 t, so kommen zu diesem noch 3 t hinzu, es beträgt also die Lastvermehrung 40%, welche auch das Eisengewicht in ungefähr diesem Mafse beeinflusst. Wählt man mit Rücksicht auf die gemäfsigte Stoffeinwirkung eine höhere Zahl für die zulässige Inanspruchnahme, so läfst sich zwar die Ziffer etwas herabdrücken, bleibt aber immer noch bedeutend.

Wenn die fragliche Anordnung gewählt wird, so zerfällt die Fabrbahn in den Oberbau und die Brückentafel, was bei Strafsenbrücken fast stets der Fall ist, und hinsichtlich der praktischen Durchführung gilt hier dasselbe, wie bei jenen. Wir finden auch hier Bohlen (F. 13), Ziegelgewölbe (F. 21), Schmiedeeisenbelag (F. 20) u. s. w. in Anwendung gebracht. Wegen der Einzelheiten ist auf die Paragraphen 9 bis 14 zu verweisen.

Mäfsigung des Geräusches beim Überfahren der Züge ist namentlich bei den Unterführungen städtischer Strafsen und bei Stadtbahnen wichtig. In Hinblick hierauf ist nach ausgedehnten Untersuchungen bei den Bauwerken der Berliner Stadtbahn die Bettung auch über die Brücken hinweggeführt. Um an Gewicht zu sparen, hat man bei einigen Bauwerken die in F. 19 dargestellten Schienenträge angeordnet; dieselben sind aber wegen ihrer Nachteile beim Verlegen, Unterhalten und Entwässern des Gleises nicht zu empfehlen. Die Überführung der Bettung in ganzer Gleisbreite ist weitaus besser. Man vergleiche Zeitschr. f. Bauw. 1884, S. 139 u. 364.

Es sei hier bemerkt, dafs man Milderung des Geräusches mitunter durch besondere Schaldecken bewirkt hat, und dafs bei Brücken über frequente Strafsen auch auf den Schutz der Passanten gegen Tropfwasser Rücksicht zu nehmen ist. Hierauf werden wir in § 8 zurückkommen und verweisen vorläufig auf die Litteratur-Notizen, S. 170.

Brückenbelag. Um ein Begehen durch die Bahnbeamten, sowie im Kriegsfall durch die Truppen möglich zu machen, hat man in den meisten Fällen die Eisenbahnbrücken mit einem Belage versehen, doch ist derselbe auch oft weggelassen worden, so namentlich in Amerika, bei interimistischen Bauwerken u. s. w. Hierbei hat man auch mitunter nur eine teilweise Bedeckung durchgeführt, so z. B. nur den Raum zwischen den Schienen gangbar gemacht, aufser denselben aber jeden Belag unterlassen, ja überhaupt bei „Bahn oben“ die eigentliche Bahnkonstruktion (also auch beispielsweise die Querschwellen) über dieselben hinaus nicht verlängert, wie dies z. B. bei den Köstlin'schen Bauwerken der schweizerischen Nationalbahn der Fall ist.²⁾

²⁾ Siehe Allg. Bauz. 1879, Bl. 48.

Als Belag selbst sind meistens Bohlen, längs oder quer gelegt (F. 5), aber auch Hängebleche, welche zwischen den die Schienen tragenden Langschwellen angeordnet wurden, gerippte Gufseisen- oder schmiedeiserne Platten, Wellblech (F. 4) und dergleichen zur Anwendung gekommen. Um den Wasserablauf zu begünstigen, schrägt man die Kanten der Bohlen ab (F. 7 u. 17^a) oder dacht ihre Oberfläche etwa unter $\frac{1}{20}$ und legt sie in Abständen von 15 bis 20 mm. Ein anderes Mittel bietet sich durch dachförmige Anordnung des Belages als Ganzes. Will man das Durchsickern zwischen den Bohlen verhindern, so kann der ganze Belag dicht, mit kalfaterten Fugen versehen angeordnet werden. Natürlich ist dann für eine entsprechende Ableitung durch Rinnen u. s. w. zu sorgen. Zur Erleichterung der Schienenauswechselung läßt man zwischen Schiene und Nachbarbohle einen größeren Raum von etwa 6 cm frei. Um das Abheben durch den Wind oder böswillige Personen zu verhindern, befestigt man entweder jede Bohle für sich oder verbindet mehrere durch unten angeordnete Querleisten zu einer Tafel, die man an einzelnen Stellen niederschraubt oder nagelt. Die letztgenannte Anordnung (s. F. 9) ermöglicht ein rascheres Abdecken der Konstruktion bei Vornahme von Brücken-Revisionen. — Bei Brücken ohne Geländer und dergl., welche mit Bohlen abgedeckt sind, empfiehlt es sich, an den Aufsenkanten des Belages eine Saumschwelle (F. 1) oder eine Schutzleiste (F. 7) anzubringen.

Die nötigen Abmessungen ergeben sich aus dem Umstande, daß die Bohlen Passanten sicher zu tragen haben. Man findet Stärken von 35 bis 100 mm.

§ 5. Sicherheitsvorkehrungen und Auszugsvorrichtungen.

Die Gefahr des Entgleisens ließe sich durch Sicherheitsschwellen (F. 5, T. III und F. 10, T. XII), welche dicht neben den Schienen (bei Hauptbahnen im Abstände von etwa 70 mm, bei Schmalspurbahnen 52 mm) liegen und sich über die Brücken hinaus auf eine längere Strecke fortsetzen, bedeutend verringern. In Deutschland gestattete die Form des Normalprofils des lichten Raumes eine Erhöhung der Schwellen über den Schienenkopf auf freier Bahn früher nur auf Bahnen von untergeordneter Bedeutung, seit dem Jahre 1882 aber sind Erhöhungen von 5 cm über Schienenkopf auch auf Hauptbahnen zulässig. Auf der Wien-Pottendorfer Bahnstrecke finden sich Winkelleisen an Stelle solcher Schwellen angeordnet (F. 6, T. III), jedoch dienen sie hier mehr dazu, ein Ablaufen des entgleisten Rades zu verzögern. Um das Durchbrechen der Räder zu erschweren, hat man mitunter die Schwellen sehr dicht gelegt, wie dies namentlich in Amerika geschieht, oder nächst den Schienen besonders starke Bohlen angeordnet. Um ein Zerstören der Schwellen beim Entgleisen und dessen Folgen möglichst zu hindern, hat man die zunächst dem Anprall ausgesetzte Kante mit Winkelleisen bekleidet. Diese Anordnung, welche z. B. auf der Cincinnati-Südbahn typisch durchgeführt ist, hat sich bewährt, und derartige Maßnahmen sollen überhaupt, wie dem Verfasser an Ort und Stelle versichert wurde, in den Vereinigten Staaten wiederholt Katastrophen bei auf Brücken entgleisten Zügen verhindert haben.

In Österreich bestehen über die Sicherheitsvorkehrungen folgende Vorschriften:³⁾

Bei Brücken von mehr als 20 m Trägerlänge muß der mit etwaiger Entgleisung verbundenen Gefahr durch besondere Vorkehrungen entgegengetreten werden, als da sind: Verstärkung des Dielenbodens mit Rücksicht auf eine allenfalls in jedem Punkte

³⁾ Verordnung der k. k. General-Inspektion vom 15. Febr. 1883, G. 1958 und Verordnung des k. k. Handels-Ministeriums vom 15. Sept. 1887.

auszuhaltende Last von 6,5 t, Anwendung von Sicherheits-Langschwellen, Erhöhung der Seitenpfade über die Schienenfläche. Bei kleineren Brücken sind ähnliche Vorrichtungen empfohlen. Die Sicherheitshölzer bzw. -Schienen sollen die Fahrschienen um nicht mehr als 3 cm überragen, sie sind innerhalb der Fahrschienen derart anzubringen, daß zwischen Schienen und Sicherheitsholz ein 16 cm breiter Raum verbleibt, in welchen der Radkranz frei einfallen kann, s. F. 7, T. III. Die Sicherheits-Langschwellen sollen auf den Schotter-Abschlussschwellen frei aufliegen und über die ganze dazwischenliegende Bauwerkslänge durchlaufen. Bei scharfen Anschlußbögen empfiehlt es sich, die Sicherheitshölzer noch über die Brücke hinaus anzubringen.

Endlich empfiehlt es sich, allzu grolle Niveaubrüche in unmittelbarer Nähe der Brücken thunlichst zu vermeiden oder zu mindest durch Übergänge zu mildern.

Beim Langschwellen-Oberbau werden entsprechend starke Langschwellen, Eisenwinkel u. s. w. Anwendung zu finden haben und in allen Fällen muß die oberhalb des Abschlusses verbleibende Rinne das etwa einfallende Rad noch in entsprechender Tiefe zu fassen und zu stützen vermögen.

Sicherung gegen Zündungen. Um das Inbrandsetzen durch die Funken der Lokomotive bei hölzernem Belage oder ganz hölzernen Brücken möglichst zu verhüten, hat man zuweilen den Belag mit einer dünnen Kiesschichte bedeckt oder besser den hölzernen Belag durch Wellblech, Kalottenbleche zwischen den Schienen, Zores-Eisen u. dergl. ersetzt. Bei Anwendung hölzerner Langschwellen unter den Querlagern, zwischen deren Fugen leicht sich Funken einnisten können, hat die Cincinnati-Südbahn dieselben mit einem nach abwärts gebogenen Bleche bedeckt. Man vergleiche hierzu T. III, F. 4 (Schutz durch Wellblech zwischen den Schienen) und F. 10 (Schutz durch Schotter über der Dielung mit abschließenden Winkeleisen).

Durch Temperaturänderungen bedingte Vorkehrungen (Auszugsvorrichtungen). Besondere Anordnungen verlangen bei längeren Brücken die Anschlußstellen an die laufenden Gleise des festen Bodens oder jene Punkte, wo eine selbständige Tragkonstruktion an eine andere stößt. An den durch Temperaturänderungen bedingten Längenveränderungen nehmen bei eisernen Bahnbrücken, wenn die Bahnkonstruktion unverrückbar fest mit der Tragkonstruktion verbunden ist, nicht nur die Träger, sondern auch die Schienen in gleicher Weise Anteil; Schienen und Brücke verhalten sich dann wie ein Träger. Die Folge davon ist, daß am Schienenstosse, der dem freien Ende der Brücke zunächst liegt, eine Lücke von der Länge Δl eintreten wird, welche je nach der Länge l der Brücke größer oder kleiner und zwar wird $\Delta l = \alpha l \Delta t$, wenn α den Ausdehnungskoeffizienten für 1°C , Δt den Temperaturunterschied der herrschenden gegen jene höchste Temperatur angiebt, bei welcher die Schienen dicht aneinander schließen. Für $\Delta t = 30^\circ$, $\alpha = 0,0000118$ wird

für	$l = 10$	50	100	200	300	400	500
	$\Delta l = 3,5$	17,5	35	70	105	140	175 mm.

Um das Überspringen der Lücke und die damit verbundenen Stöße, welche bei größeren Längen von Δl sogar zu Entgleisungen Veranlassung geben können, zu erleichtern, hat man häufig eigene Konstruktionen, sogen. Auszugs- oder Dilatationsvorrichtungen in Anwendung gebracht.

Anders ist es, wenn die Bahn nicht fest mit der Tragkonstruktion in Verbindung steht, sodaß sich die bei Temperaturerhöhungen eintretenden Schienenverlängerungen an den Stößen auszugleichen vermögen. In solchen Fällen können Auszugsvorrichtungen ganz wegbleiben.

Die Auszugsvorrichtungen sind nach verschiedenen Prinzipien ausgeführt worden:

1. Jede der beiden Schienen des laufenden Stranges wird abwechselnd an der Auszugsstelle um den halben Querschnitt reduziert, sodaß die beiden Schienen sich an dieser Stelle überplatten können und das Rad an der Lücke wenigstens eine Kopfhälfte als Unterstützung findet. Rasche Abnutzung, ungenügende Fahrfläche u. s. w. sind Nachteile dieser Anordnung, welche man durch Anwendung von Stahlschienen oder Schienen von glockenförmigem Querschnitt gemildert hat. Auf der österreichischen Nordbahn kamen rechteckige Profile in Anwendung, welche zwischen Winkeleisen geführt auch der geschwächten Stelle die nötige Stabilität gaben.

2. Die fehlende Stützfläche an der Lücke wird durch die eines eigenen Stückes ersetzt (Fig. 14); hierbei läuft entweder der Laufkranz oder der Spurkranz des Rades auf. Letzteres ist weniger empfehlenswert, da bei nicht normaler Höhe des Spurkranzes beim Auflaufen Stöße entstehen und sich leicht eine Rinne im Tragschemel ausarbeitet. Dem Einschaltungsstücke kann man bei Verwendung breitbasiger Schienen die Laschenform geben (u. a. Lek-Brücke bei Kuilenburg) und die Laufläche dieses Zwischenstückes noch mit einer kleinen Steigung gegen die Lücke versehen, was ein stoßfreies Passieren derselben begünstigt.

In beiden Fällen pflegt man Zwangsschienen anzuordnen, welche den Spurkranz bei zufälliger Tendenz zur Seitenbewegung hindern sollen, in die Lücke zu gelangen.

Fig. 14.

Auszugsvorrichtung der Berlin-Hamburger Bahn.

M. 1:20.

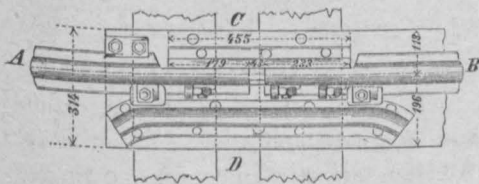
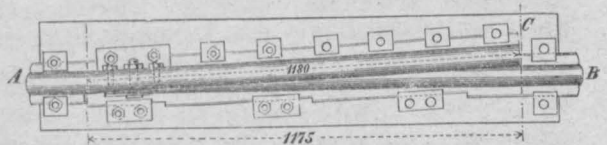


Fig. 15.

Auszugsvorrichtung der sächsischen Staatsbahn.

M. 1:20.



3. Die bewegliche Schiene schließt zungenförmig gegen die andere an. Bei dieser in Fig. 15 dargestellten Konstruktion erfolgt die Verschiebung in Unterlagsplatten, welche so geformt sind, daß die Zungenschiene in jeder Stellung fest an die Fußschienen angepreßt wird. An der Stelle, wo die Abbiegung der festen Fußschiene beginnt, läuft der Kopf der beweglichen Zungenschiene ähnlich wie bei den Weichenzungen in eine Spitze aus.

4. Solche, bei denen die durch die Längenänderungen des Trägers erzeugte Lücke auf mehrere Zwischenräume verteilt wird, indem an den Enden angebrachte Fußschienen normalen Profiles durch Hebelwerke verschoben werden. So sind bei der 80 m langen österreichischen Nordbahn-Brücke über den alten Donauarm bei Wien vier verschiebbare Schienen von halber gewöhnlicher Länge (3,3 m lang) an jedem Ende der Konstruktion auf fünf Stellen verteilt worden, und diese von den Enden der Konstruktion automatisch so verschoben, daß sie sich bei Ausdehnung der Brücke zusammen, bei Verkürzung derselben auseinander schieben. Die Vorrichtung soll sich bewährt haben, ist jedoch nur vereinzelt bei genannter Bahn angewendet worden.

Manche Bahnen haben die Herstellung von Auszugsvorrichtungen in den Gleisen über eiserne Brücken bis zu 100 m Spannweite nicht für erforderlich gehalten, sondern den gewöhnlichen Oberbau fortgesetzt; so wurden bei dem 90 m langen Träger der Lud-

wigshafen-Mannheimer Brücke die früher bestandenen Vorrichtungen i. J. 1873 entfernt und durch gewöhnliche Schienen ersetzt, ohne daß sich hierbei bisher Anstände herausgestellt haben. Bei einer Temperaturdifferenz von 48° R. ergab sich bei dem Träger eine Längendifferenz von 35 mm, welche sich in den einzelnen Schienenstößen ausgleicht. Dies kann allerdings nicht ohne relative Längsverschiebung der Schienen gegen ihre Unterlage geschehen und ist im Interesse der Schienenbefestigung vielleicht nicht ganz zu billigen. Bei den Brücken der Hessischen Ludwigsbahn und den von Gerber ausgeführten bayerischen Brücken sind Auszugsvorrichtungen nicht vorhanden und entbehrlich, weil sich bei der gewählten Befestigungsweise der Schwellen mit den früher erwähnten Schwellenhaltern (s. S. 162) die Brücke unter der festliegenden Bahn verschieben kann. Übelstände haben sich nicht gezeigt, die größte Stützweite ist bei Mainz 105 m. Nach heißen Sommertagen kann man am Abend das durch die Verschiebung hervorbrachte Knarren hören.

Es mag noch erwähnt werden, daß die Temperaturänderungen sich unter Umständen auch bei der Höhenlage der Bahn bemerklich machen, daß ein entsprechender Höhenausgleich aber durch angemessene Behandlung der Hauptträger bewerkstelligt sein will. Man vergleiche Winkler. Querkonstruktionen. 2. Aufl., S. 479.

Litteratur.

- Paulus. Konstruktion der Auszugsvorrichtungen für die Brücken der österr. Südbahn. Organ f. d. Fortschr. d. Eisenbahnw. 1870, S. 191.
- Baucke. Über Kompensations-Vorrichtungen. Organ f. d. Fortschr. d. Eisenbahnw. 1872, S. 161. — Techn. Blätter 1873, S. 27.
- Welche Brückenkonstruktion in Eisen hat sich bei Herstellung von Überführungen von Eisenbahnen über Straßen in Städten besonders bewährt und zwar in Beziehung
- a. auf möglichst geringe Konstruktionshöhe,
 - b. auf Wasserdichtigkeit der Fahrbahn,
 - c. auf Vermeidung starken Geräusches beim Befahren der Überführung?
- Organ f. d. Fortschr. d. Eisenbahnw., 6. Supplementbd. Wiesbaden 1878, S. 90.
- Welche Dilatations-Vorrichtungen haben sich bei eisernen Brücken von 60 bis 80 m Spannweite mit Rücksicht auf eine leichte Funktionierung, ruhige und sichere Befahrung und billige Erhaltung am besten bewährt? Dasselbst S. 94.
- Eichhorn. Kompensations-Vorrichtung an Eisenbahnschienen auf eisernen Überbauten von großer Spannweite. Deutsche Bauz. 1879, S. 349.
- Nutzen der Schutzschienen eines amerikanischen Viadukts bei einem Lokomotiv-Radreifenbruch. American eng. 1885, Febr. S. 107. — Organ f. d. Fortschr. d. Eisenbahnw. 1886, S. 33.
- Durchgehende Bettung und Röhren zur Ableitung des Tropfwassers bei der Überführung des Potsdamer Außenbahnhofs über die Güterstraße in Berlin. Centralbl. d. Bauverw. 1886, S. 469.
- Schwering. Schalldecke für eine Straßenunterführung zu Hannover. Centralbl. d. Bauverw. 1886, S. 401.

II. Straßenbrücken.

1. Die Brückendecke.

§ 6. Konstruktionen in Holz.

Bohlenbelag. Bei Brücken geringer Frequenz genügt eine Lage von Bohlen oder stärkeren Hölzern (Streuholzern, die Brückenstreu) von 9 bis 15 cm Dicke. Die Kernseite des Holzes wird hierbei passend nach aufwärts gekehrt.

Bei frequenten Brücken erscheint es der starken Abnutzung wegen zweckmäßig, zwei Schichten von Bohlen anzuwenden, eine dickere, die Rostbohlen (Unterbelag) und

eine dünnere, die Deckbohlen (Oberbelag). Man hat dann nur nötig, den oberen Belag zu erneuern. Die Fasern der unmittelbar befahrenen Bohlen sollen von der Fahrrichtung gekreuzt werden, da sie bei paralleler Lage noch mehr der Abnutzung ausgesetzt sind. Für die obere Schichte wird man dauerhafte, harte, für die Rostbohlen auch weiche Holzgattungen verwenden können. Die Befestigung der Hölzer auf den Quer- und Längsträgern geschieht durch Nägel oder Schrauben, je nachdem man es mit Holz- oder Eisenträgern zu thun hat. Wir verweisen in dieser Hinsicht auf das bei den Eisenbahnbrücken Erwähnte.

Zur Herstellung des Quergefälles der Fahrbahn hat man wohl verschieden starke Langhölzer über den Querträgern angeordnet, neuerdings auch mehrfach den einzelnen Trägern in der Mitte eine grössere Höhe gegeben, als an den Seiten, vergl. F. 17, T. XII. Es empfiehlt sich ferner, die sämtlichen Belagbohlen in der Längsachse der Brücke zu stoßen, um bei den Auswechselungen den gesamten Verkehr abwechselnd auf die eine bzw. die andere Brückenseite verlegen zu können.

Für die 5 m breite Fahrbahn der festen Rheinbrücke bei Köln kamen, bei einer täglichen Frequenz von etwa 900 meist schweren Fuhrwerken, zur Bildung des 6,5 cm starken Oberbelags verschiedene Holzsorten in Anwendung. Man belegte die Fahrbahn zur selben Zeit mit kiefern, pappeln, eichen und buchenen Bohlen. Das Pappelholz hielt sich am schlechtesten, Kiefernholz zeigte bereits nach 1½ Jahren ganz bedeutende Abnutzung und erhielt eine sehr raue faserige Oberfläche, welche das Abfließen des Regenwassers erschwerte. Die Eichenbohlen erschienen nach derselben Zeit wohl weniger, aber doch verhältnismässig stark angegriffen, wogegen das Buchenholz nach 1½ Jahren fast wie neu aussah.

Um die im neuen Zustande Bedenken erregende Glätte letzterer Holzgattung zu mildern, wurde später die Aufbringung des Belages im Frühjahr vollzogen, sodaß im Winter, wo die Glätte namentlich störend wirkt, schon einige Abnutzung stattgefunden hat. Im Notfall wurde bei Raufrost und dergl. mit Aschestreuen leicht jede Gefahr beseitigt. — Die Eichenbohlen hatten daselbst eine Dauer bis zur Auswechselung von nicht über 2½ Jahr. Bei einer Gesamtfläche des Belages von 2320 qm und einem Preise von 84 M. f. d. Kubikmeter Eichenbohlen berechneten sich die jährlichen Beschaffungskosten von eichenen Oberbelags-Bohlen auf im ganzen 5067 M. oder pro Jahr und Quadratmeter Belagsfläche auf 2,18 M. Dagegen stellten sich die jährlichen Kosten bei Buchenbohlen, bei 41 M. f. d. Kubikmeter und unter Annahme einer dreijährigen Dauer derselben im ganzen auf 2061 M. und für ein Jahr und ein Quadratmeter Belagsfläche auf 0,89 M., also nur auf 41% der Kosten der Eichenbohlen. Man war der Ansicht, daß eine noch längere Dauer der Buchenbohlen als drei Jahre, also eine noch größere Ersparnis in Aussicht genommen werden dürfe.

Es zeigte sich übrigens, daß bei Verwendung der Buchenbohlen dieselben durch die wechselnde Feuchtigkeit größere Volumänderungen erlitten, als Eichenbohlen. Wenn man die Buchenbohlen in thunlichst trockenem Zustande mit möglichst engen Fugen verlegte, so quollen dieselben bei anhaltender Nässe in solchem Maße, daß sich Beulen bildeten, indem mehrere zusammenliegende Bohlen sich blasenförmig hoben. Diese Blasen verschwanden indessen später ohne Nachteile. Wenn man dagegen die Bohlen in weniger trockenem Zustande oder mit weniger engen Fugen verlegte, so vergrößerten sich die Fugen bei trockener Witterung, und infolge dessen nutzten dann die Kanten ab, sodaß eine unebene Oberfläche entstand. Nach den gewonnenen Ergebnissen wurde ange-

nommen, daß man am besten thut, recht trockene Bohlen mit möglichst engen Fugen zu verlegen.⁴⁾

Bei der mit einem doppelten Bohlenbelage versehenen Prager Kettenbrücke mußte bisher der aus Tannenholz bestehende, 78 mm starke Fahrbahnbelag alljährlich zweimal erneuert werden. Aus dem Mauth-Ertragnis berechnet sich in diesem Falle die Anzahl der Wagen, welche jährlich die Brücke passieren und von denen ein großer Teil Lastfuhrwerk von mitunter bedeutendem Gewichte ist, auf $\frac{1}{2}$ Million. Da jeder der beiden Fahrbahnteile nur in einer Richtung befahren wird, so kommen auf eine Brückenhälfte 250 000 Wagen, oder, wenn man das Gewicht eines derselben im Durchschnitt mit Rücksicht auf die zahlreichen Luxusfuhrwerke mit 2 Tonnen ansetzt, 0,5 Millionen Tonnen Bruttolast. Rechnet man für die mittlere größte Abnutzung einer Bohle 50 mm, so beträgt hiernach die jährliche Gesamtabnutzung für 1 Million Tonnen darüber bewegter Bruttolast 200 mm bei Tannenbohlen und gemischtem Fuhrwerk.

Als Gewicht des durchnäfsten Bohlenbelages ergibt sich, wenn man die Dicke des Belages mit e (in cm) bezeichnet, für den qm Belagsfläche: Pappelholz 8 e kg, Nadelholz 9 e kg, Eichen- und Buchenholz 10 e kg; ein qm Belag wiegt hiernach 90—160 kg.

Bei der Berechnung der Bohlen ist der obere Bohlenbelag nicht in Rechnung zu ziehen, da er sich bald und leicht abnutzt. Ist a der lichte Abstand der Auflagerstellen der Bohle, b die Breite, e ihre Dicke in cm, G der in Mitte zwischen den Stützen wirkende Raddruck, so ist, wenn K die zulässige Inanspruchnahme f. d. qcm ist:

$$e = \sqrt{\frac{3}{2} \frac{G a}{K b}},$$

wobei der Einfluß des Eigengewichtes vernachlässigt erscheint, was natürlich nur dann geschehen darf, wenn keine weitere Decke über dem Bohlenbelag sich befindet. Man kann für K im Mittel 70 kg f. d. qcm, was einer nahezu 10fachen Sicherheit entspricht, wählen.

Häufig wird zum Schutze der Bohlen die Decke mit einer Kies- oder Schotter-schicht überzogen; es ist zweckmäßig, dieselbe nicht höher als $2\frac{1}{2}$ bis 4 cm zu machen und sie aus sehr feinem Kies oder Schotter herzustellen, da sie so gebildet das Wasser durchläßt und die Bohlen doch vor dem Zerfahren schützt. Größere Höhen sind unzweckmäßig, weil dabei das Steinmaterial das Wasser lange zurückhält und hierdurch das Faulen der Bohlen begünstigt wird. Außerdem erhöht die schwere Decke die Belastung.

Bei großen Brücken mit Bohlen als Fahrtafelkonstruktion empfiehlt es sich, solche Beschotterungen ganz wegzulassen, da das Entfernen und Wiederausbreiten des Kiesel zum Zwecke der Untersuchung der Bohlen bedeutende Kosten und empfindliche Verkehrsstörungen mit sich führen, während die kleinsten Fehler eines doppelten Bohlenbelages, der frei liegt, sofort erkannt und ohne bedeutende Betriebsstörung repariert werden können.

Ausführungen eines Bohlenbelages zeigen die Figuren 1, 2 u. 5, T. II. F. 1 führt einen einfachen Bohlenbelag mit Saumschwelle vor, durch deren Befestigung jene des Belages erfolgt. Siehe ferner T. II, F. 3 u. 4 (doppelter Bohlenbelag, Schutz der Tragwand vor dem Anstreifen der Räder), auch T. XIII, F. 4 u. 6.

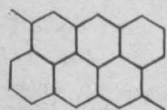
Vielfach ist Holzstöckelpflaster zur Anwendung gelangt. Es besitzt den großen Vorteil, daß es die Brücke wenig belastet, und daß es, infolge seiner Elasticität die

⁴⁾ Deutsche Bauz. 1879, S. 494.

Stärke der zu übertragenden Wagenräderstöße mindernd, wesentlich zur Schonung der Konstruktionsteile beiträgt, hingegen den Nachteil ziemlich hoher Kosten, verhältnismäßig rascher, oft ungleicher Abnutzung. Dasselbe begünstigt ferner das Eindringen und die Verwesung tierischer Auswurfstoffe und hat endlich den Übelstand häufigen Eintretens von Verwerfungen und Ausbauchungen. Die Ursachen der letzteren liegen in den bedeutenden Größenveränderungen des gewöhnlichen Holzes bei wechselndem Feuchtigkeitsgehalte und wechselndem Temperaturgrade der Luft und in dem Aufschwellen bei eindringendem Regenwasser.

Um dem Werfen vorzubeugen, hat man die einzelnen Stöckel früher wohl zwischen gußeisernes, quadratisch oder nach Fig. 16 angeordnetes niedriges Rahmenwerk gestellt

Fig. 16.



oder durch eigentümliche, mitunter höchst abenteuerliche Formen einen möglichst innigen Verband und dadurch thunlichste Homogenität der ganzen Masse angestrebt. Dem Verwerfen der ganzen Decke als solche wurde hierdurch nicht vorgebeugt.

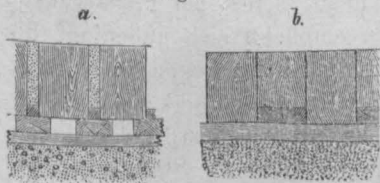
Ein weiteres Mittel besteht andererseits darin, den einzelnen Stücken die möglichste Freiheit zur Formveränderung zu bieten; so wurde, um das beim Aufschwellen der feucht werdenden Stücke stattfindende Werfen der Decken zu verhindern, bei der Brücke über den Zufluß zu Neuötting auf die Bedielung eine dünne, aus Kohlenlösche gebildete Schicht gebracht, auf diese die föhrenen, prismatischen Stöckel gestellt und in die absichtlich gelassenen Fugen zwischen denselben ebenfalls Kohlenlösche gegeben.⁵⁾ Bei nicht dichtem Fugenschluß bieten sich jedoch hierbei den Hufen der Pferde überall Angriffspunkte und es nützen sich infolge dessen die Kanten bald ab.

Das beste Mittel, dem Werfen vorzubeugen, besteht darin, daß man die Eigenschaft des Holzes, hygroskopisch zu werden, durch Imprägnierung vermindert. Antiseptische Dämpfe, Teer u. s. w. erweisen sich hierzu zweckentsprechend. Als daher gehöriges Mittel hat sich bei amerikanischen Pflasterungen Karbolsäure, die zugleich als kräftige Desinfektionssubstanz für die auf das Pflaster gelangenden organischen Abfälle wirkt, bewährt. Imprägnierte Stöckel können dicht aneinander geschlossen werden, ohne ein Werfen der Decke befürchten zu müssen. Durch passende Formgebung oder dazwischen gestellte Verbindung wird man ein Verschieben des Pflasters ziemlich verhindern können. Die Systeme, welche hierzu in Anwendung gekommen, sind zahlreich. Wir beschreiben einige neuere Konstruktionen, verweisen aber in allem übrigen auf den ersten Band dieses Werkes.

Bei der Konstruktion Keystone's (Fig. 17 a) dienen die Zwischenräume unter den Blöcken zum Abfließen des durchsickernden Wassers, die Fugen zwischen den Stöckeln sind mit Pech und Kies gefüllt.

Bei der Rütger'schen Pflasterung (Fig. 17 b) werden erst Polsterhölzer gelegt, auf diese eine aus starken, dicht nebeneinander liegenden Pfosten oder Dielen bestehende Decke gebracht, auf welchen in Abständen von einer Stöckelbreite b 3 cm hohe, b cm breite Latten befestigt werden; zwischen die Latten wird eine Stöckelreihe von normaler, auf die Latten eine um 3 cm niedrigere Stöckelreihe gestellt, sodaß die Oberfläche des Pflasters wieder eine Ebene bildet. Durch diese Anordnung wird ein seitliches Verschieben verhindert. Die Stöckel und Latten werden vor ihrer Verwendung pneumatisch mittels karbolsäurehaltigem Teeröl imprägniert. Für Straßen wird $b = 10$ bis 12 cm, für Brücken

Fig. 17.

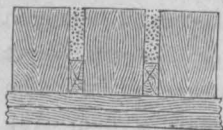


in der Steigung 15 cm. Die Dicke wechselt zwischen 8 und 10 cm, die Länge zwischen 10 und 20 cm. Bei der Fabrikation der Würfel ist zu beachten, daß diese den Kern nicht centrisch erhalten, sie sollen vielmehr außer dem Kerne geschnitten sein, da letzterer ein Zerspringen zur Folge hat.

⁵⁾ Österr. Monatsschr. für Forstwesen, XVIII. Bd. 1878, S. 106.

Bei Pflasterungen in Straßen auf nachgiebiger Unterlage hat sich der Nachteil gezeigt, daß die ungleich hohen Stöckel ungleich tief einsanken und sich Unebenheiten bildeten. Da ferner das Teeröl einen unangenehmen Geruch besitzt, wurde in neuerer Zeit Chlorzink unter geringem Beisatz von Karbolsäure genommen. Um das Einsinken der Unterlage zu vermeiden, hat man bei Brücken einen doppelten Bohlenbelag (Fig. 18), bei Straßen oder chaussierten Brücken eine Betonunterlage von 15 bis 20 cm Stärke gegeben. Die 8–10 cm hohen Stöckel werden mit Fugen von 5 mm gelegt, in welche 4 mm starke, 20 mm hohe Latten, die ebenfalls imprägniert sind, kommen. Die Zwischenräume werden mit einer Mischung von Kies und Asphalt ausgefüllt.

Fig. 18.



Als Beispiele durchgeführter Konstruktionen dieser Art nennen wir die Margarethen-Brücke in Pest, die Franz-Josefs-Brücke in Wien, die neue Vor-Dom-Brücke in Breslau, die Brücke über den Bahnhof Wien der Kaiserin Elisabeth-Bahn (T. XII, F. 17), andere Brücken in Wien und Graz. Es liegen recht günstige Erfahrungen vor.

§ 7. Konstruktionen in Stein und Eisen.

Steinpflaster zur Bildung der Brückendecke wird sich nur dort rechtfertigen lassen, wo Gleichartigkeit der Verkehrsanlagen und dadurch bedingte einfachere Erhaltung, sehr starke Frequenz, Eleganz, monumentaler Charakter des Bauwerkes u. s. w. in Frage kommen oder da, wo vorhandene Straßenbahngleise wenigstens auf einem Teile der Fahrbahn dasselbe zweckmäßig erscheinen lassen. Im allgemeinen ist Steinpflaster seines Gewichtes wegen, namentlich aber durch den Umstand, daß es wenig elastisch ist und deshalb die Stärke der Stöße fast unvermindert auf die eigentlich tragenden Bestandteile überträgt, nicht zu empfehlen. Bei ungleicharmigen Drehbrücken ist es als Beschwerungsmittel des kürzeren Flügels zur Balancierung mitunter in Anwendung gekommen (Drehbrücke über den Medway bei Rochester).

Das Gewicht des Pflasters richtet sich nach dem Material, der Stein- und Bettungshöhe und beträgt im großen Mittel 600 kg f. d. qm, also allein mehr, als in der Regel die zufällige Last durch Menschengedränge erzeugt.

Die Kopffläche der Pflastersteine macht man quadratisch von 14 bis 16 cm bei horizontaler, 10 bis 14 cm Seitenlänge bei ansteigender Bahn, um im letzteren Falle durch das Näherücken der Fugen den Pferden mehr Stützpunkte zu bieten oder rechteckig (Länge und Breite bezw. etwa 18 und 12 cm). Als Form des Steines finden sich im allgemeinen schablonenmäßig nach gleichen Dimensionen hergestellte Würfel oder Prismen, die den Vorteil ungehinderten Wendens, leichteren Auswechsels und rascher Pflasterung gestatten (Wien, Paris), nach dem Augenmaße behauene Prismen (älteres Berliner Pflaster), Steine, bei denen Länge und Höhe stückweise innerhalb erlaubter Grenzen schwanken, endlich solche von beliebiger Gestalt aneinander gereiht. Schwierigere Erhaltung, ungleichmäßiges Setzen, umständlichere Herstellung lassen die letzteren Konstruktionen trotz billigerer erster Anschaffung immer mehr, selbst bei Pflasterungen großer Städte, in den Hintergrund treten. Für Brücken empfiehlt sich unbedingt die Würfel- oder Prismenform in schablonenmäßiger Bearbeitung. Beim Legen ist vorsichtiges Auswählen der Steine gleicher Höhe, die Stellung der Reihen normal zur Straßenachse, Richten der Seitenkanten senkrecht auf die Oberfläche, allmähliches Niederrammen durch verschiedene Arbeiter mit nicht zu schweren Rammen Stein für Stein im Takte oder mehrmaliges Abwalzen der ganzen Decke, endlich das Nachrammen am Ende der ersten Überwinterung zu empfehlen.

Als Unterlage empfiehlt sich eine 10 bis 15 cm hohe Sandschicht, um den Höhenausgleich der einzelnen Steine zu begünstigen und die Wasserabführung zu erleichtern.

Hinsichtlich weiterer Details, so namentlich in Betreff der Verwendung künstlicher Steine als Pflasterungsmaterial — Klinker, gegossene Schlackensteine (*Pavé de laitier*) u. s. w. — vergleiche den Abschnitt über Straßenbau im ersten Bande dieses Handbuchs.

Als eine zweckmäßige Konstruktion für die Fahrbahn haben sich Beschotterungen erwiesen, namentlich erscheinen sie bei Brücken für Landstraßen im Interesse einheitlicher Erhaltung angezeigt. Gegen sie spricht jedoch der Nachteil größeren Gewichtes, also die Notwendigkeit stärkerer Träger, und unter Umständen die Schwierigkeit, die Steinschlagdecken angemessen zu entwässern und gut zu unterhalten. Nach Winkler hat eine Vergrößerung der Höhe der Schotterdecke von 1 cm bei 20, 50, 80 m Spannweite für je 5 m Brückenweite eine Vergrößerung des Eisengewichtes von bezw. 25, 50, 60 kg f. d. lfd. m zur Folge. Liegt hiernach eine geringe Höhe der Schotterdecke im Interesse der Ökonomie, so bringt andererseits ein zu kleines Ausmaß derselben den Nachteil mit sich, daß ein zu rasches Abnutzen erfolgt, und die Räder bald auf der tragenden Brückentafel auflaufend, dieselbe und hiermit den Bestand der Brücke schädigen. Eine mittlere Dicke von 12 bis 15 cm über den höchsten Stellen der Tafel ist bei sorgfältiger Ausführung genügend.

Das Gewicht der Beschotterung von einer Dicke d ist, wenn man 0,75 des mit 2,6 angenommenen spezifischen Gewichtes des Steines in Rechnung bringt, etwa $19 d$ kg f. d. qm, wobei d in cm einzusetzen ist.

An Stelle einer einfachen Schotterdecke sind in neuerer Zeit mehrfach künstliche Chaussierungen zur Anwendung gelangt; so hat man hölzerne Bohlen mit Steinkohlenteer-Konkret 10 bis 18 cm hoch überschüttet und darauf eine $2\frac{1}{2}$ cm dicke Asphaltdecke gebracht.

Zu empfehlen dürfte der Asphaltbeton sein, d. h. eine Mischung von Asphalt mit Schotter, weil die elastische Masse die Stöße mäßigt, den Durchbiegungen der beanspruchten Teile folgt und das Wasser gut abhält.

Auf mehreren Hamburger Brücken soll sich folgende Mischung bewährt haben: Ein Gemenge von 0,40 cbm mittelgroben Schotter und 0,06 cbm Sand wird mit etwa 11 kg Steinkohlenpech und ebensoviel Teer in offenen Pfannen, zuerst gesondert, erhitzt, dann gemischt und wie Beton durchgearbeitet, schließlich wird das Ganze als weiche Masse bis zu einer Höhe von mindestens 12 cm auf den Holzbelag aufgetragen. Zwischen den einzelnen Bohlen läßt man 1 cm weite Fugen, damit das Konkret um so fester auf dem Belag haften und jede Bohle luftig liege. Bei sehr stark frequentierten Brücken ist es gut, das Gemenge mit einer Asphalt-Decklage von $2\frac{1}{2}$ cm Stärke zu versehen. Auch in Hannover hat man ähnliche Mischungen für Chausseebrücken zur Anwendung gebracht.⁶⁾

Bei der Anwendung von Stampfasphalt (Methode der Val de Tavers- und Anglo-Silician-, sowie der Limmer Paving-Co.) wird auf ein Betonfundament von etwa 20 cm Stärke, das nach einer flachen Wölbung von etwa $\frac{1}{200}$ Pfeil abgeebnet wird, Asphaltstein als Pulver in der Stärke von 75 mm aufgebracht, mittels erhitzter Handwalzen gewalzt und durch Stampfen auf etwa 50 mm zu einer harten, elastischen, ebenen Decke gedichtet.

Eine andere minder vorzügliche Decke wird gebildet, indem man Stücke der im Handel vorkommenden Asphaltbrode in einem geschlossenen Kessel mit entsprechenden Teilen Bitumen (Goudron) bis zum Fluß erhitzt und mit gereinigtem, wohlgetrocknetem groben Kies gut vermischt, das Gemenge in einer Stärke von etwa 20 mm über die Betondecke breitet und auf diese Schichte eine geringe Menge feinen Kies aufbringt.

⁶⁾ Näheres: Röbbelen. „Über Anwendung von Teer-Konkret zur Abdeckung von Brücken mit hölzernem Oberbau.“ Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover, 1856, S. 152; daselbst 1868, S. 60.

Die Erfahrung hat indessen gezeigt, daß die so gebildeten Fahrbahnen mehr als die oben angegebene unter dem Einflusse der Sonne leiden.⁷⁾

Mitunter hat man, namentlich bei beweglichen Brücken, auch Eisen zur Herstellung der Brückendecke benutzt und zwar sowohl in Gestalt von gußeisernen Platten (F. 20, T. II), wie als geriffelte Stahlplatten. Man vergleiche Kap. XI, S. 48 und T. II der dritten Abteilung, F. 10.

Im allgemeinen hat man von einer guten Brückendecke zu fordern, daß dieselbe bei möglichster Leichtigkeit mäßige Anschaffungs- und Unterhaltungskosten erfordere und eine kräftige Entwässerung gestatte. Diesen Anforderungen entspricht keine der üblichen Konstruktionen in vollem Mafse. Über Anlage- und Unterhaltungskosten verschiedener Brückendecken und Brückentafeln vergleiche man Kap. VI des ersten Bandes dieses Handbuchs (2. Aufl.), S. 238.

§ 8. Entwässerungsanlagen und Schutzvorrichtungen. Endabschlüsse.

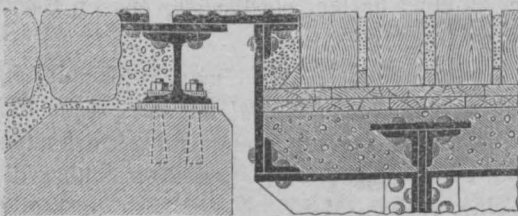
Die Möglichkeit raschen Abführens des niedergefallenen Wassers bildet ein Haupterfordernis einer zweckmäßigen Brückenbahnanlage. Bei Bohlenbahnen rechnet man wohl auf ein Durchsickern des Wassers zwischen den Bohlen oder man giebt der Bahn, wie bereits erwähnt, eine konvexe Anordnung und bringt zweckmäßig an den Grenzen zwischen Fußweg und Fahrbahn Löcher zum Abfluß des Wassers an. Den Fußwegen giebt man dann passend eine Neigung von 1%—6% brückeneinwärts, um das ablaufende Wasser ebenfalls diesen Abzügen zuzuführen.

Bei allen anderen Konstruktionen erhält die Fahrbahn durchweg eine Wölbung zum Behufe des oberflächlichen Wasserabzuges. Bei Bemessung der Querneigung ist zu beachten, daß dieselbe für ein glattes und wenig Fugen zeigendes Material gering sein können, dagegen für rauhes, aus kleinen Stücken bestehendes kräftig sein müssen. Als Grenzen kann man auch hier 1% und 6% annehmen und dazwischen die für die verschiedenen Straßenbaumaterialien zweckdienlichen Querneigungen bemessen.

Zwischen den Fußwegen und der Fahrbahn finden die Abflurrinnen (Gossen, Kandeln) ihren Platz. Sie bekommen bei sorgfältiger platter Ausführung im Minimum 0,5% Längsgefälle, zweckmäßig ein etwas größeres von etwa 1%. Die konstruktive Durchführung dieser Rinnen kann in verschiedenster Weise geschehen. Bei chaussierten Bahnen findet man alle Anordnungen, welche bei städtischen Straßen vorkommen: Cementierte Kandeln, gepflasterte Rinnen u. s. w. Bei Belag mit Zores-Eisen hat man mitunter an den Rändern der Fahrbahn einfach je ein umgekehrtes Zores-Eisen gelegt, in dessen Hohlform das Wasser abfließen kann.

Die Decken der Straßenbrücken nehmen an den Verschiebungen teil, welche die

Fig. 19. M. 1:15.



Hauptträger bei Temperaturänderungen erleiden; bei größeren Bauwerken darf man deshalb die Decken nicht unmittelbar an die benachbarten, auf fester Unterlage ruhenden Fahrbahnstrecken anschließen. Mitunter kann man sich damit begnügen, an dem Endabschluß der Decke eine offene Fuge zu lassen, deren Begrenzungen mit Quadern oder mit Eisen befestigt werden. Es sind

⁷⁾ Man vergl. Dietrich. Die Asphalt-Straßen. Berlin 1882, und über Asphaltbahnen auf Holzunterlage Klette. Neue Fahrbahnkonstruktion für eiserne Straßenbrücken. Deutsche Bauz. 1883, S. 67.

aber auch Bahnauszüge ausgeführt worden. Diese pflegen aus einer Eisenplatte gebildet zu werden, welche man gewöhnlich mit Erhöhungen versieht und auf einer anderen Platte, auf Holz oder auf Stein (F. 14, T. II) gleiten läßt. Fig. 19, S. 176 zeigt einen aus Eisen hergestellten Endabschluß für eine Brücke mit Holzpflaster, an welches sich auf den Endpfeilern Steinpflaster anschließt. Man vergleiche auch T. XIII, F. 15 (Endabschluß der Straßensfahrbahn für die Elb-Brücke bei Aufsig). Bei Fußgängerbrücken mit Bohlenbelag kann man den Abschluß durch Überkragen der letzten Bohlen bilden, s. F. 1, T. II.

Die Brückentafel ist in der Regel nicht wasserdicht zu erhalten, außerdem findet bei Temperaturwechsel an den oft kalten Eisenkörpern ein Kondensieren des in der Atmosphäre enthaltenen Wasserdampfes statt, sodaß in beiden Fällen zu einem Abtropfen des Wassers unter die Brücke Veranlassung ist; man hat deshalb bei Anlagen, wo unter der Brücke ein lebhafter Personenverkehr (also bei Straßsenübersetzungen u. dergl.) stattfindet, eigens Schutzvorkehrungen angebracht, um diesen Übelstand zu beseitigen. Wir finden z. B. eine gewölbte Wellblechdecke an der Brücke hängend, deren Wölbung gegen die Straßsenränder zu abfällt u. dergl., oder es ist wohl gar, wie bei der Franzens-Brücke in Prag, ein eigenes von Säulen getragenes Schutzdach hergestellt, um die unter der Brücke verkehrenden Personen vor dem abtropfenden Schmutzwasser zu schützen. Ebenso können Schutzvorkehrungen durch Blechabschlüsse nötig werden, wenn es sich darum handelt, die Fahrbahn unterhalb gegen Feuerfängen zu schützen, wie dies bei Brücken mit hölzernen Fahrbahnteilen über darunter geführten Eisenbahnen der Fall sein kann.

2. Die Brückentafel.

§ 9. Druckverteilung durch die Decke auf die Unterlage.

Die Maschen zwischen dem Gerippe aus Quer- und Längsträgern entweder ausfüllend oder überdeckend bildet die Fahrbahntafel den Vermittler für die Druckübertragung der auf die Fahrbahndecke, die Chaussierung, das Pflaster u. s. w., ausgeübten Lastangriffe durch Wagenräder, Zugtiere und Fußgänger. In vielen Fällen kann man die Decke zugleich zur Fahrbahntafel machen, dies ist insbesondere bei Verwendung von Holz geschehen, wobei der Bohlenbelag Decke und Tafel bildet; doch findet man Holz in dieser Form auch ausschließlich zu letzterem Zwecke in Anwendung, wobei dann über den Bohlenbelag noch eine Chaussierung, Asphaltierung u. dergl. kommt. Da über die Konstruktionen das Wesentliche bereits im vorigen Abschnitte (S. 170 u. f.) zur Besprechung kam, sind hier ausschließlich die Ausführungen in Stein, Guß- und Schmiedeeisen zu behandeln.⁸⁾

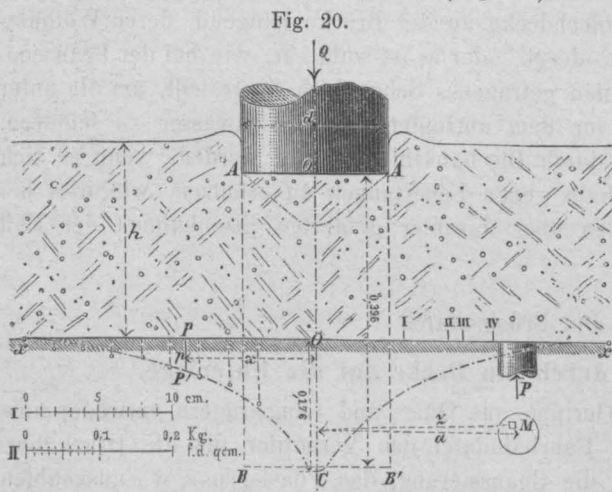
Für die richtige Beurteilung der Wirkungen und die Berechnung sämtlicher Teile der Fahrbahntafel ist es wesentlich, über die Art und Weise klar zu sein, nach welcher die auf die Brückendecke ausgeübten Drücke sich auf die sie stützenden Teile übertragen. Bei Pflasterungen wird man, ungünstig rechnend, annehmen, daß sich der Raddruck nur auf die untere Fläche eines Steines übertrage, also auf den Zusammenhang der einzelnen Teile keine Rücksicht nehmen. Für elastische Decken, wie sie Asphaltierungen, gute Chaussierungen, Beton u. s. w. bilden, ist das Druckverteilungsgesetz

⁸⁾ Neben Winkler's Querkonstruktionen behandelt insbesondere die Broschüre: Eiserner Brückenbelag, von Karl Pestalozzi, Zürich 1876, die hierher gehörigen Konstruktionen. Siehe auch: Fränkel. Konstruktion und Berechnung von Fahrbahnen für eiserne Straßenbrücken. Zeitschr. f. Bauw. 1868, S. 175.

leider noch nicht genügend festgestellt. Wir müssen uns daher hier auf wenige Andeutungen beschränken, welche die Verteilung durch fast kohäsionslose Massen betreffen.

Wird auf die Oberfläche einer Schotter- oder Sandschichte ein bestimmter Druck ausgeübt, so verteilt sich dieser auf eine bestimmte Fläche der Unterlage. Die theoretische Untersuchung dieses Falles stößt auf bedeutende Schwierigkeiten und führt außerdem zu Koeffizienten, die nur auf dem Wege des Experimentes bestimmt werden können. Die Wichtigkeit, welche dieser Gegenstand nicht nur für die hier zu behandelnde Frage der Beanspruchung der Fahrbahnkonstruktionsteile, sondern auch für die Druckverteilung auf den Boden bei Fundamenten besitzt, liefs die Vornahme eingehender Versuche gerechtfertigt erscheinen, welche im Jahre 1879 zu Prag von Regierungsrat Kick und seinen beiden Assistenten Polak und Stübchen unter Mitwirkung des Verfassers vorgenommen wurden.

Auf einen genau geebneten, wohl getrockneten und fast kohäsionslosen Flugsandkörper von der Anschüttungshöhe h (Fig. 20) wurde mittels eines kreisrunden, gerade-



geführten Cylinders vom Durchmesser d durch ein aufgelegtes Gewicht Q ein Druck übertragen, dessen Verteilung auf den Boden in verschiedenen Abständen vom Durchschnittspunkte der verlängerten Druckcylinderachse mit der festen Unterstützungsebene mit Hilfe eines Stempels vom Halbmesser r gemessen wurde, welcher durch von Versuch zu Versuch wachsende Gewichte P so lange äquilibriert wurde, bis ein mit dem Stempel in Verbindung stehender, sehr empfindlicher Fühlhebel keinen Ausschlag

mehr zeigte. Das für ein bestimmtes Belastungsverhältnis sich ergebende größte P gab die Grenze, bei welcher der durch den belasteten Cylinder auf die genau im Niveau der Unterstützungsebene gelegene Stempeloberfläche übertragene Druck dem Gewichte P eben das Gleichgewicht hält.

Die beobachteten Drücke auf den Stempel gestatten nicht direkt die Ermittlung des Druckes per Quadrateinheit Bodenfläche, sondern es muß mit Rücksicht auf den Umstand, daß der Stempel eine verhältnismäßig große Basisfläche besitzt und der Druck auf diese Basisfläche pro Einheit variiert, eine Reduktion vorgenommen werden, welche sich rechnermäßig bewerkstelligen läßt.⁹⁾

Jene noch nicht abgeschlossenen Versuche ergaben bisher im wesentlichen folgende Resultate:

1. Daß sich der Druck bei $d = 10$ cm, ein der Felgenbreite unserer Lastwagen nahekommendes Maß, ungefähr auf eine Kreisfläche vom Durchmesser gleich der dreifachen Höhe verteilt, so lange h innerhalb 3,3 bis 12 cm bleibt;

2. daß die Verteilung des Druckes auf die Basis keineswegs eine gleichförmige ist, daß vielmehr der Normaldruck gegen die Mitte, bzw. den Durchstoßpunkt der Cylinderachse mit der Bodenfläche zu, wächst.

⁹⁾ Man vergleiche die erste Auflage dieses Werkes, Kap. IX, S. 195.

Fig. 20 zeigt die Verteilung des Druckes auf die Einheit der Bodenfläche als Ordinate über der bezüglichen Entfernung PO von O aufgetragen.

3. In geringen Tiefen wird der Druck auf die Flächeneinheit gröfser als $\frac{Q}{F}$, wenn F die Cylinderquerschnittsfläche; es wird also an solchen Stellen der Druck eher konzentriert als verteilt. Es dürfte sich dies aus dem Umstande erklären, dafs sich direkt unterhalb AB ein Kegel oder paraboloidischer Körper bildet, welcher an den Bewegungen der Sandmasse beim Druckausgleich nicht Anteil nimmt, sich vielmehr keilförmig in dieselbe einschiebt.

Endlich sei noch erwähnt, was eigentlich selbstverständlich, dafs sich für gleiche Verhältnisse von $\frac{AA'}{OO'}$ ähnliche Druckverteilungsverhältnisse, also ähnliche Druckkurven ergeben.

Wichtig ist es, den Druck zu ermitteln, welcher auf einen rechteckigen Streifen von der doppelten Breite OI ausgeübt wird. Man erhält den Druck direkt durch Volumbestimmung des entsprechenden Teiles jenes Rotationskörpers, welcher das Druckverteilungsgesetz hinsichtlich der Bodenfläche darstellt.

Unter Annahme einer Sandhöhe von 13 cm und eines Cylinderdurchmessers von 10 cm hat Verfasser speciell den Druck bestimmt, welcher auf eine durchlaufende Rechtecksfläche von den Breiten 12, 18, 20, 24 cm entsprechend den Breiten, welche die als Brückenbelag üblichen Zores-Eisen besitzen, ausgeübt wird. Es ergibt sich daraus der für die Praxis beachtenswerte Umstand, dafs man unter Voraussetzung eines kohäsionslosen, feinkörnigen Materiales von 13 cm Höhe und für 10 cm Felgenbreite etwa annehmen kann, es werde auf eine Breite von

12	18	20	24 cm
0,6	0,7	0,8	0,9 Q übertragen.

Ein 18 cm breites Zores-Eisen, welches 13 cm hoch mit Sand bedeckt ist und über welchem ein Rad von 3 t Belastung steht, hätte demnach beispielsweise einen Druck von $0,7 \cdot 3 = 2,1$ t aufzunehmen. In Wirklichkeit wird sich mit Rücksicht auf die vorhandene Kohäsion des Materials und dessen grobkörnige Beschaffenheit ein günstigeres Verhältnis herausstellen, doch dürfte es geraten sein, für die Rechnung obige Werte beizubehalten.

Nimmt man an, dafs der Druck Q oben auf ein Rechteck von a cm Breite und b cm Länge wirke und dafs sich dieser Druck auf ein Rechteck von der Breite x und der Länge y bei der Schotterhöhe z verteile, so kann man nach Winkler mit Rücksicht auf die von Fränkel angestellten Versuche an Wellblech setzen:

$$x = a + 1,5z$$

$$y = b + 1,5z.$$

Dies gäbe für $z = 13$ cm, $x = 29$ cm, während nach den obigen Versuchen bei kreisförmiger Druckfläche $x = 3z = 39$ cm (also günstiger) zu setzen wäre. Mit Rücksicht auf die Ungleichförmigkeit der Verteilung hingegen liefert unsere Regel auf eine Breite von 18 cm $0,7 Q$, während sich nach Winkler $0,6 Q$, also ein günstigeres Resultat ergibt.

§ 10. Konstruktionen aus Stein.

Hier und da findet man Steinplatten, auf welchen der Schotterkörper ruht. Die Chaussee-Brücke über die Ise bei Gifhorn zeigt eine derartige Anordnung. Die Sandsteinplatten von 1,19 m im Quadrat und 12 cm Dicke sind daselbst direkt auf die durch Quer- und Längsträger gebildeten Felder gelegt. Um ein Verschieben der Platten

zu verhindern, empfiehlt es sich, entweder die Stehbleche der Querträger zwischen den beiden Winkelleisen nach oben vortreten zu lassen, oder im Falle der Anwendung von gußeisernen Trägern die oberen Flantschen mit Rippen zu versehen. Ausführliche Versuche über die Festigkeit derartiger Platten, die eigens zu diesem Zwecke angestellt wurden, findet man in der Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1868, S. 54 von Quantz zusammengestellt.

An der Eisenbahnbrücke zwischen Chatham und Dover hat man zwischen den etwa 0,7 m entfernten Querträgern starke Schieferplatten angebracht und darüber die Bettung für die Schwellen geschüttet, eine Anordnung, die sich entsprechend auch bei Straßenbrücken zur Anwendung bringen ließe. Die Schwierigkeit der Beschaffung derartiger Platten in vielen Gegenden, die geringe Festigkeit des Steines überhaupt gegen Bruch, und die Leichtigkeit, mit welcher durch Stöße Sprünge hervorgebracht werden können, machen jedoch die Anwendung dieser Konstruktion in unserem Falle zu einer beschränkten. Um den Einfluß der Stöße zu mäßigen, hat man bei der schon genannten Brücke über die Ise die Platten auf ein 12 mm dickes Bett von Teermörtel (0,87 cbm Kalkpulver, 0,62 cbm gewaschenen Sand, 140 kg Teer, 140 kg Pech auf 1 cbm Teermörtel) gelegt und Streifen von doppeltem, mit heißem Teer getränkten Asphaltfilz als elastische Unterlager angeordnet, welche erfahrungsgemäß die Tragfähigkeit der Platten erhöhten. Ruht die Platte nur an zwei Enden auf, so ergibt sich für die Spannweite l und die Plattenbreite l_1 ohne Rücksicht auf das Eigengewicht und die Verteilung des Druckes durch den Schotter für die Plattenstärke

$$d = \sqrt{\frac{3 D l}{2 k l_1}},$$

wenn D den aufzunehmenden isolierten Raddruck in kg, k die zulässige Inanspruchnahme des Steinmaterials auf Bruch in kg f. d. qcm bezeichnet. Die Werte von k sind sehr verschieden und betragen nach Bauschinger bei 10facher Sicherheit: weicher Sandstein 3, Dolomit 5, Molasse-Sandstein 6, Jura und Muschelkalk 7, harter Sandstein 8, Trachyt 12, Granit 17, Diorit 21, Glimmerschiefer 25. Liegt die Platte vierseitig auf und sind l und l_1 nicht viel voneinander verschieden, so kann man die Stärke $d_1 = 0,86 d$, wenn d der oben ermittelte Wert, setzen. Für das Gewicht der Fahrbahntafel dieser Art findet Winkler bei Anwendung

$$\left. \begin{array}{l} \text{wenig fester Steine } G = 0,14 + 0,056 D \\ \text{fester Steine } G = 0,20 + 0,082 D \end{array} \right\} \text{ Tonnen f. d. qm,}$$

wenn D in Tonnen eingesetzt und das spezifische Gewicht für wenig feste Steine mit 2,0, für feste mit 2,8 angenommen wird.

Viel häufiger als Steinplatten findet man gegenwärtig, namentlich in Frankreich, Ziegelgewölbe in Anwendung. Schon bei älteren englischen Brücken kommen sie zwischen gußeisernen Trägern eingespannt vor; heute trifft man sie nicht bloß bei kleinen Wegüberführungen, sondern auch bei Eisenbahnbrücken. Um an Gewicht zu sparen, konstruiert man auch mit Hohlziegeln; so sind die Wegüberführungsbrücken an der Bahn von Lyon nach Roanne mit Hohlziegelgewölben von einer Steinstärke von 11 cm und mit einer Spannweite von 1 m zwischen den gewalzten Querträgern aufgeführt. Über den Ziegeln befindet sich eine im Scheitel 5 cm dicke Betonschicht, auf dieser eine Cementlage von 1 cm und darüber die Beschotterung von 22 cm Höhe.

Die Spannweite der ausgeführten Ziegelgewölbe wechselt zwischen 0,9 und 2 m, ihre Stärke zwischen 11 und 22 cm, der Pfeil zwischen 0,05 und 0,2 der Spannweite. Den Versuchen des Ingenieur Fontaine zufolge konnte man ein solches Ziegelgewölbe

von 4 m Spannweite und 0,1 Stich bei 10 cm Stärke im Scheitel mit Sicherheit einer Belastung von 1000 kg a. d. qm aussetzen.

Was die Lage der Achse der kleinen Ziegelgewölbe anbelangt, so findet man dieselbe sowohl senkrecht zur Brückenachse (T. II, F. 7) als auch — jedoch seltener — parallel dazu ausgeführt. Sorgt man dafür, daß die einzelnen zwischen den Gewölben durchgehenden Eisenträger genügenden Horizontalverband erhalten, so ist es ziemlich einerlei, wie man die Gewölbe legt. Im allgemeinen gebührt aber der Konstruktion mit senkrecht zur Brückenachse liegender Gewölbeachse der Vorzug. Fehlerhaft wäre es, das letzte, am Ende der Brücke befindliche Tonnengewölbe gegen das steinerne Widerlager und nicht gegen den letzten Querträger zu stützen, da man danach trachten muß, den Oberbau so unabhängig als möglich vom Unterbau zu konstruieren. — Ist das Material, aus welchem die Decke besteht, ein wasserdurchlassendes, so ist für die Entwässerung durch Einsetzen von Abflusrröhren Sorge zu tragen, wie T. III, F. 21 zeigt. Den Längsschnitt durch ein Ziegelgewölbe giebt die rechte Seite von F. 6, T. II; links in dieser Figur ist das zur Herstellung der Kappen benutzte Lehrgerüst angedeutet.

Hinsichtlich der Zweckmäßigkeit der Fahrbahnkonstruktion mit Ziegeln sind die Urteile sehr verschieden. Als Vorteile derselben sind anzuführen: die Verstrebung der Fahrbahn zu einem festen Ganzen infolge der Spannung, sowie das Vorhandensein eines größeren Gewichtes, wodurch die Brücke an Stabilität gewinnt und gegen Stöße unempfindlicher wird. Als Nachteil ist hervorzuheben, daß Ziegelgewölbe eine große Eigenlast von 0,5 bis 0,8 t f. d. qm haben und demgemäß eine größere Materialmenge der Fahrbahn-Konstruktionsteile sowohl als der Hauptträger bedingen. Das ungleiche Verhalten des Steines und des Eisens beim Temperaturwechsel muß ebenfalls allmählich die Fugen des Mauerwerkes in Anspruch nehmen und kann mit der Zeit den Mörtelverband unwirksam machen, doch liegen nachteilige Erfahrungen nicht vor.

Über die Berechnung der Ziegelgewölbe sei folgendes bemerkt:

Bei ganz flachen, eingespannten parabolischen Bogen entsteht das größte Moment, welches eine Einzellast erzeugen kann, an der Lastangriffsstelle und beträgt $M = 0,068 D l$, welcher Wert mit Bezug auf die Verteilung des Druckes auf etwa 0,017 $D l$ ermäßigt werden kann. Es ist der hierbei auftretende Horizontalschub

$$H_1 = 0,064 \cdot D \frac{l}{h},$$

der Horizontalschub, den das Eigengewicht eines Streifens von der Breite b erzeugt,

$$H_2 = 0,125 \frac{g b \cdot l}{h}.$$

Die Inanspruchnahme des Querschnittes von der Breite b und der Stärke d an der Lastangriffsstelle wird hiernach

$$k = \frac{H_1 + H_2}{b \cdot d} + \frac{6 M}{b d^2}.$$

Für das Eigengewicht g kann vorläufig angenommen werden $g = 80 + 80 D + 40 D l$ kg f. d. qm, wobei D in Tonnen, l in m einzuführen ist. Hiernach wird es leicht, die Inanspruchnahmen für bestimmte Gewölbstärken zu bestimmen.

Bei Anwendung von Hohlziegeln muß d bei mittleren Verhältnissen um etwa 60% größer gewählt werden, während das Gewicht um etwa 25% kleiner wird.

Beispiel. Setzt man $l = 100$ cm, $b = 50$ cm, $h = 10$ cm, $D = 3000$ kg, so wird

$$g = 440 \text{ kg} \quad \text{und} \quad k = \frac{1920 + 275}{50 \cdot d} + \frac{612}{d^2} = \frac{44}{d} + \frac{612}{d^2}.$$

Dies giebt für $d = 15$ cm $k = 5,5$ kg. Man wird für gute Ziegel $k = 8$ kg f. d. qcm setzen dürfen.

§ 11. Gufseisen.

Gufseisen bildet in Platten von ebener oder flach gewölbter Form insofern eine zweckmäßige Konstruktion, als es sich leicht in die dem betreffenden Fall entsprechenden Dimensionen bringen läßt, also eine gewisse Freiheit in der Anordnung der Brückendecke gewährt; leider kann das Material selbst nicht als zuverlässig, insbesondere Stößen gegenüber betrachtet werden.¹⁰⁾ Die Platten erhalten in der Regel rechteckigen Grundriffs und liegen dann auf zwei oder vier Seiten frei auf, letzteres ist ökonomischer in Betreff der Dimensionierung der Platte selbst, aber schwieriger genau durchzuführen, erfordert auch mehr Unterlager. Als Spannweiten findet man 0,5 bis 2 m.

Zur Erhöhung der Tragkraft wird die Platte häufig mit Rippen versehen, welche senkrecht zur Auflagerfläche laufen und entsprechende Verstärkungen erhalten. Da die zulässige Inanspruchnahme des Gufseisens auf Druck größer als auf Zug ist, so erscheint es gerechtfertigt, das Material mehr nach unten, also die Rippen nach oben zu legen. Die Figuren 8^a bis 8^c, T. II zeigen die Anordnung derartiger Platten mit Rippen, wie sie bei der Unterspree-Brücke in Berlin zur Verwendung gelangten.

Hinsichtlich der Berechnung der Dimensionen sei bemerkt, daß dieselbe bei Platten, welche an zwei Enden aufliegen, ebenso wie bei frei aufliegenden Trägern vorzunehmen sein wird. Wenn aber die Platten an allen vier Enden unterstützt bzw. befestigt werden, so ist eine Berechnung nur ganz näherungsweise möglich, und man wird zweckmäßig die zu erwartende Tragkraft durch Versuche feststellen. Bezeichnet man mit l und l_1 die beiden Seitenlängen, wobei $l_1 > l$; J'_1 und J' die mittleren Trägheitsmomente für die Querschnitte parallel zu l und l_1 ; J das Trägheitsmoment für den zur Seite l_1 parallelen Querschnitt in der Mitte; e_1 und e_2 die Abstände der am meisten gezogenen und gedrückten Faser in diesem Querschnitte von der horizontalen Schwerachse¹¹⁾; P die in der Mitte wirkende Last einschließlich $\frac{1}{3}$ des Eigengewichtes, so hat man angenähert:

$$\frac{K_1}{e_1} \text{ oder } \frac{K_2}{e_2} = \frac{3}{8} \frac{Pl}{J} \frac{J' l^3}{J' l^3 + J'_1 l_1^3}.$$

Für die vorläufige Berechnung wird man das Eigengewicht der Platte f. d. qm mit $g = 100 + 13 D l$ kg annehmen können, wobei l in m, D in Tonnen einzuführen ist.

Die Wasserabführung bewirkt man gewöhnlich durch Löcher, welche sich in den Platten befinden. Bei der Unterspree-Brücke in Berlin hat man zweckmäßig diese Löcher mit kleinen, aus Thon gebrannten Hohlkugelsegmenten bedeckt, wodurch ein Ausschwemmen des feinen Bedeckungsmaterials verhindert und die Bettung entwässert wird.

§ 12. Belageisen, insbesondere Zores-Eisen (—-Eisen).

Das in der Wirkungsweise den Bohlen am nächsten verwandte Mittel zur Herstellung einer festen Brückentafel besteht in der Verwendung eiserner Träger bestimmten Querschnittes, welche dicht nebeneinander der Reihe nach angeordnet einen Belag bilden. In früherer Zeit kamen hierfür die Barlow-Schiene (Arcole-Brücke), das Ω -Eisen (Bahnbrücke über die Ems), das I-, L-Kaliber u. s. w. zur Benutzung, gegenwärtig wendet man meist Zores-Eisen oder Trapez-Eisen an.

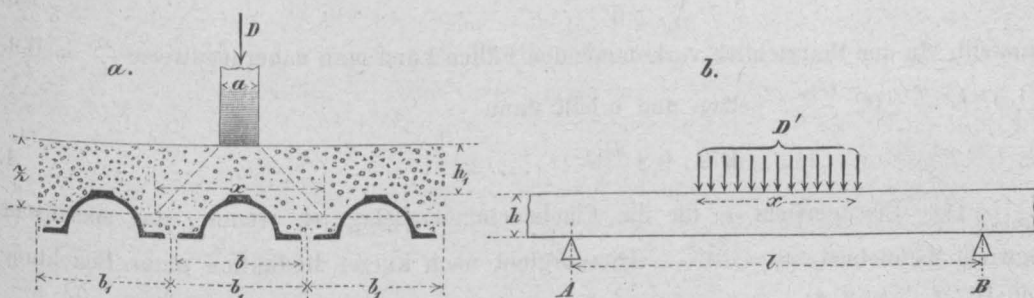
Die Eisen werden entweder der Länge oder, was besser ist, der Breite nach gelegt, im ersten Falle durch Quer-, im zweiten durch Längsträger unterstützt, mit etwa

¹⁰⁾ Beim Umbau der Friedrichs-Brücke in Berlin wurden einige der allerdings ungünstig dimensionierten 0,3 m breiten, 25 mm starken Platten ganz verrostet und mit Sprüngen behaftet vorgefunden. Deutsche Bauz. 1879, S. 4.

einem Niet an jeder Auflagerstelle befestigt oder durch Plättchen zwischen je zwei Eisen niedergehalten. Man giebt denselben einen Abstand von 2 bis 3 cm, überdeckt die Lücken sorgfältig mit grösseren Steinen, um das Durchfallen des feineren Schotters zu verhüten, oder ordnet auch bedeutendere Zwischenräume von 10 bis 12 cm an, wobei man regelmässige grössere Steine einzulegen hat, aber dabei etwa 16% an Eisenmaterial erspart.

Behufs Berechnung der Belageisen nimmt man an, daß der Druck eines Rades sich auf eine quadratische Fläche von der Seite x verteile, wobei x nach der Regel $x = a + \alpha \cdot z$ zu ermitteln ist, vergl. S. 179. Hiernach wird der Druck D' (Fig. 21),

Fig. 21.



welcher auf ein Formeisen kommt, $D' = \frac{D}{x} b_1$, wenn b_1 den Abstand der Formeisen von Mitte zu Mitte darstellt. Ist das Gewicht der Bahn für die Flächeneinheit g (Eisen einschliesslich Schotter), so entfällt auf die Längeneinheit eines Formeisens $g b_1$.

Sind die Formeisen auf Stützen A, B u. s. w. gelagert, welche voneinander um die Länge l abstehen, so wird unter der Annahme, daß sich AB wie ein frei aufliegender Träger verhalte, das grösste Moment

$$M_1 = \left(0,25 - 0,125 \frac{x}{l}\right) \frac{D b_1}{x} l + 0,125 g l^2 b_1.$$

Unter der Annahme, daß AB sich wie das Endfeld eines kontinuierlichen Trägers verhalte, wird dasselbe

$$M_2 = \left(0,22 - 0,142 \frac{x}{l}\right) \frac{D b_1}{x} l + 0,078 g l^2 b_1.$$

Da die Stützen etwas nachgeben, wird man nicht fehl gehen, das wirklich auftretende Moment als zwischen M_1 und M_2 liegend zu nehmen und erhält dann

$$M = \left(0,23 - 0,134 \frac{x}{l}\right) \frac{D b_1}{x} l + 0,100 g l^2 b_1 \dots \dots \dots 1.$$

Ist K die zulässige Inanspruchnahme, W das Widerstandsmoment des Formeisens, so ergibt sich unmittelbar

$$W = \frac{M}{K}, \dots \dots \dots 2.$$

wonach die Grösse W und nach den Kaliber-Heften das Profil bestimmt werden kann. Für die erste Näherung genügt es vollständig, zunächst das Glied $0,100 g l^2 b_1$ zu vernachlässigen, zu dem so erhaltenen W rund 10% zuzuschlagen und hiernach das Kaliber zu bestimmen. Ist eine bestimmte Querschnittsform gegeben, so rechnet man unter Vernachlässigung von $0,100 g l^2$ zunächst die Länge l und schlägt von dieser etwa 10% ab, alsdann erhält man die Maximalentfernung, auf welche man mit den Stützen AB u. s. w. noch gehen kann. Ist Kaliber und Länge gewählt, so läßt sich nunmehr g unter Berücksichtigung des Schottergewichtes genau ermitteln und dann aus Gl. 1 und 2

Fig. 22.

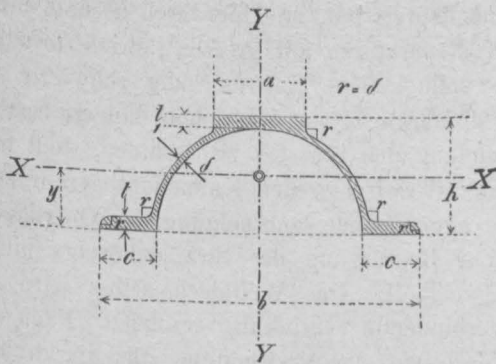
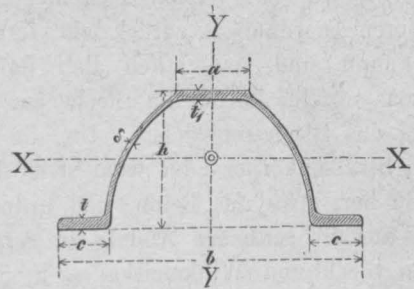


Fig. 23.



Österreichische Normalprofile (Fig. 22).

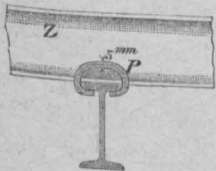
No.	b	h	a	c	t	t ₁	δ	F	G	W	β
16	160	55	45	30	6	5	4	10,86	8,5	16,1	0,68
21	210	75	60	37,5	8,5	7,5	5	19,34	15,1	39,9	0,67
24	240	87	69	42	10	9	5,5	25,24	19,7	61,3	0,66
26	260	95	75	45	11	10	6	30,23	23,6	80,3	0,66

Deutsche Normalprofile (Fig. 23).

No.	b	h	a	c	t	t ₁	δ	F	G	W	β
5	120	50	33	21	5	5	3	6,8	5,3	9,6	0,63
6	140	60	38	24	6	6	3,5	9,5	7,3	15,9	0,64
7 ^{1/2}	170	75	45,5	28,5	7	7	4	13,4	10,3	28,3	0,61
9	200	90	53	33	8	8	4,5	17,9	13,8	45,8	0,59
10	240	110	63	39	9	9	5	24,2	18,6	76,2	0,57

Beispiele für die Anwendung von Zores-Eisen und ihre Einfügung in die Brückenkonstruktion geben zunächst die Figuren 15 und 16, T. II. Sodann ist hinzuweisen auf F. 17 (billiges Niederhalten von Zores-Eisen ohne Niete durch Umbiegen von Plättchen *P*; in Böhmen vielfach verwendet. Textfig. 24 zeigt die Befestigungsplättchen in verbesserter Gestalt) und auf F. 19, T. II (Befestigung der Zores-Eisen derart, daß dieselben für den Querverband wirksam werden). Man vergleiche auch T. XI, F. 10. Beispiele für die Anwendung von Trapez-Eisen findet man in den Figuren 14 und 20, T. II.

Fig. 24.



Der Zores-Eisen-Belag für eiserne Brücken gewinnt immer größere Bedeutung, in Österreich z. B. ist er der weitaus am häufigsten angewendete.

§ 13. Wellenblech.

Dieses auch im Hochbau vielfach benutzte Material legt man zur Bildung der Fahrbahntafel mit den Furchen senkrecht zur Brückenachse. Leichte und bequeme Verbindung mit den Fahrbahnträgern, das verhältnismäßig geringe Gewicht, eine durch die Anwendung entstehende Versteifung der Fahrbahn, der gute Anschluß der Chaussierung

in die Furchen des Bleches bilden Vorteile dieser Konstruktion. Hingegen ist als Nachteil zu erwähnen, daß Wellblech einen hohen Einheitspreis hat, und hierdurch deshalb hinter anderen Anordnungen zurücksteht, ferner daß Reparaturen mit großen Betriebsstörungen verknüpft sind, namentlich aber daß eine vollkommene Entwässerung schwierig ist, indem einzelne Löcher im Bleche zur Wasserabführung nicht hinreichen, längere Spalten aber das Blech schwächen. Um die Ansammlung des Wassers zu verhüten, stellt man den Straßenkörper oder wenigstens das Material zwischen den Kannelierungen wasserdicht her, etwa aus Beton, und ordnet eine angemessene Querneigung der Oberflächen an, um für seitlichen Abfluß zu sorgen. Zur Begrenzung des Straßenkörpers nimmt man Blech und Winkleisen, s. F. 9 und 10, T. II. Das Wellblech selbst wird am besten durch eine mit der Fabrikation zu verbindende Verzinkung geschützt. Nach den in Bayern geltenden Vorschriften soll Wellblech vor der Verwendung allseitig dreimal mit Eisenoxydfarbe und nach der Montierung auf der Oberfläche mit Asphaltteer angestrichen werden. Die Fahrbahn ist entweder mit hartem Deckmaterial zu beschottern oder zu pflastern und die Schotterdecke soll in der Mitte der Fahrbahn 20 cm, an den Rändern 15 cm über der halben Höhe der Wellen dick sein, wobei eine Wölbung der Fahrbahn von 1,5 bis 2‰ genügt.

Je nach Kaliber und Form kann man die Wellblechtafeln bis auf freie Längen von 1 bis 1,8 m legen.

Über das Material ist folgendes zu sagen: Die Wellenbleche werden in Tafeln bis zu 1 m Breite und 3 m Länge ausgewalzt. Die Wellen, welche im Querschnitte Kreisbogen von 120 bis 180° Centriwinkel bilden, haben bis 250 mm Breite, 27 bis 125 mm Höhe und 1 bis 6 mm Dicke.

Nach Winkler ist mit Bezug auf Fig. 25 das Trägheitsmoment des Querschnittes einer Welle angenähert, jedoch ziemlich genau:

$$J = b h^2 \delta \left(0,11 + 0,18 \frac{h}{b} \right).$$

Das Gewicht der Blechtafeln berechnet derselbe mit $G = 112 \delta \text{ kg pro qm}$, wobei δ die Dicke in Millimeter.

Nach dem Patente Hein, Lehmann & Co. werden Wellenbleche mit besonders schmalen und hochgehaltenen Wellen erzeugt. Fig. 26 veranschaulicht das Querprofil einer derartigen Welle. Die Blechstärken wechseln zwischen 1 bis 6 mm, die Wellenbreite zwischen 90 bis 200 mm und die Höhen zwischen 50 bis 200 mm. Das Trägheitsmoment einer Welle berechnet sich nach:

$$J = \frac{1}{6} \delta h_1^3 + \frac{\pi}{4} (r^2 - r_1^2) (r^2 + r_1^2 + h_1^2) + \frac{4}{3} h_1 (r^3 - r_1^3),$$

wobei δ die Blechstärke, r und r_1 den äußeren bzw. inneren Krümmungsradius der Wellung, und h_1 die Höhe des geraden vertikalen Blechstreifens zwischen den Gegenkurven bedeutet. Angenähert ist auch:

$$J = \frac{\delta}{4} \left[\frac{2}{3} h^3 + \frac{b^3 \pi}{16} + b^2 h + \frac{b h^2 \pi}{2} \right].^{11)}$$

¹¹⁾ Siehe Landsberg. Glas- und Wellblechbedeckung der eisernen Dächer. Darmstadt 1887, S. 149.

Unter allen möglichen Rechtecken liefert jenes den Maximalwert von W , mithin der Tragkraft, für welches, wie die Differenziation des Ausdruckes für W zeigt, $h:b = 3:1$.

Will man mithin aus einer Blechtafel von gegebener Länge, Breite und Dicke eine Röhre der größtmöglichen Tragfähigkeit bilden, so hat man derselben einen Rechtecksquerschnitt zu geben, in welchem die Breite ein Drittel der Höhe des Rechtecks ist.

Für diesen Wert wird

$$b = \frac{B}{3}; \quad h = \frac{3B}{3}; \quad W = \frac{3}{32} \delta B^2 \dots \dots \dots 8.$$

Es mögen noch einige Querschnittsformen untersucht werden, welche insbesondere bei den in der Praxis vorkommenden Wellblechformen eine Rolle spielen.

Für die Trapezform ergibt sich, wenn β der Winkel mit der Vertikalen:

$$W' = \frac{\delta h}{2} \left(B - \frac{4}{3} h \sec \beta \right) \dots \dots \dots 9.$$

Dieser Ausdruck wird zum Maximum, wenn $h = \frac{3}{8} B \cos \beta$, für welchen Wert man erhält:

$$W'_{\max} = \frac{3}{32} \delta B^2 \cos \beta = 0,09375 \delta B^2 \cos \beta \dots \dots \dots 10.$$

Das absolute Maximum erreicht W bzw. die Tragkraft für $\beta = 0$, was mit dem unter Gl. 8 gewonnenen Resultate übereinstimmt.

Hiernach soll die bereits erwähnte, den Herren Hein, Lehmann & Co. patentierte Form besprochen werden. Unter Annahme der in Fig. 28 VIII ersichtlichen Bezeichnung wird allgemein:

$$B = (2a + b\pi), \quad W = \frac{\delta}{12(a+b)} [3\pi b^3 + 24ab^2 + 6\pi a^2b + 4a^3].$$

Setzt man $\frac{a}{b} = v$ und substituiert die Werte für B , so ergibt sich:

$$W'' = \frac{3\pi + 24v + 6\pi v^2 + 4v^3}{12(1+v)(2v+\pi)^2} \delta B^2 \dots \dots \dots 11.$$

Der Ausdruck wird zum Maximum, wenn $1,454v^3 - 0,290v^2 - 4,420v - 2,5752 = 0$, woraus $v = 2,076$, für welchen Wert sich berechnet

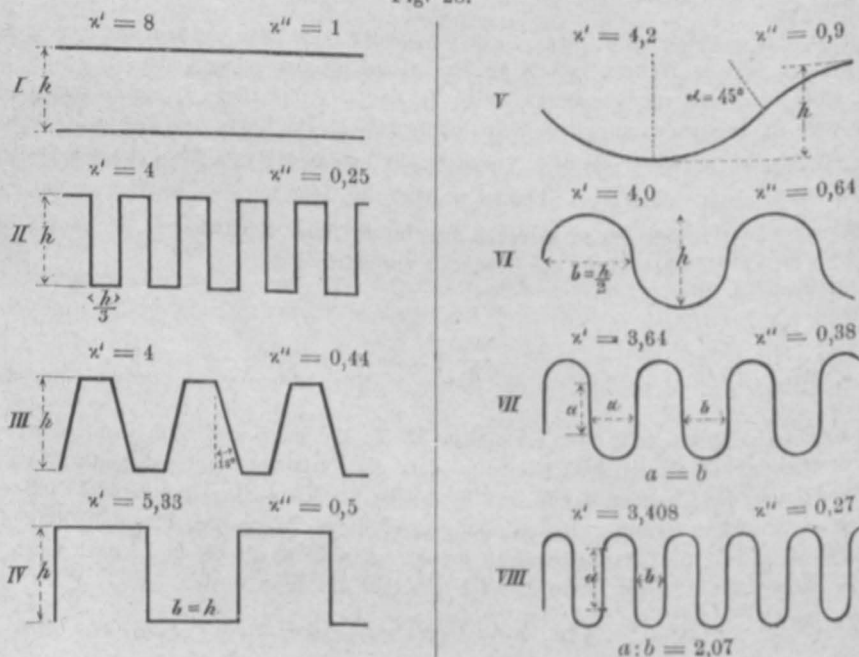
$$W''_{\max} = 0,08976 \delta B^2 \dots \dots \dots 12.$$

Bei den in der Praxis vorkommenden Formen ist $v = 1$, wofür $W_1'' = 0,08870 \delta B^2$, ein Wert, der von dem obigen nicht viel verschieden ist.

Viel ungünstiger wird die Zahl für die reine Kreisform, d. i. für $v = 0$, wofür man erhält

$$W''' = 0,07960 \delta B^2 \dots \dots \dots 13.$$

Fig. 28.



Hinsichtlich der Anwendbarkeit der gewonnenen Resultate ist zunächst nochmals zu bemerken, daß sich die Angaben auf die Widerstandsmomente einer einzigen Welle von gegebenem Materialaufwand beziehen, also namentlich dort zu beachten sein werden, wo es sich um die Bildung röhrenförmiger Querschnitte bei gegebenem Gewicht und gleicher Blechstärke handelt. Im allgemeinen wird, obwohl die Herstellung eines Querschnittes von rechteckigem Querschnitt das Maximum ergibt, mit Rücksicht auf die praktische Durchführbarkeit, das Vermeiden scharfer Ecken u. s. w. die Anwendung der unter III dargestellten Form mit abgerundeten Übergängen sich empfehlen.

Hat man es mit einer gleichförmig verteilten Belastung zu thun, so wird, wenn wir wieder mit B den Umfang der Einzelwelle bezeichnen, für das Eigengewicht pro Quadrateinheit:

$$g = \gamma \delta \frac{B}{b} 14.$$

Da $\frac{B}{b}$ ein lediglich von der Form der Welle abhängiger Koeffizient ist, so ersieht man zugleich, daß das Eigengewicht pro Quadrateinheit ähnlicher Formen nur von der Blechstärke abhängig ist.

Für das Widerstandsmoment der Breitereinheit erhält man, wenn W das einer Welle von der Breite $2b$ ist, die Größe $\frac{W}{2b}$; ist L die Länge, auf welche das Blech frei aufliegt, q die zufällige Last pro Quadrateinheit, k die zulässige Inanspruchnahme des Materials, so erhält man

$$q = 8 \frac{W}{2b}, \frac{k}{L^2} \dots \dots \dots 15.$$

Drückt man für jede einzelne Blechform W , b , B u. s. w. als Funktion der Wellblechhöhe aus, so ergibt sich

$$q = \kappa k \left(\frac{h}{L} \right)^2 \cdot \delta,$$

wenn κ eine nur von der Blechform abhängige Zahl. Oder auch

$$q = \kappa' \frac{hk}{\gamma L^2} \cdot g, \quad \delta = \kappa'' \frac{g}{\gamma}.$$

Die letzte Formel gestattet, einzelne Wellblechsorten gleicher Konstruktionshöhe und von gleichem Gewicht hinsichtlich ihrer Tragfähigkeit für eine gleichförmig verteilte Belastung zu rechnen. Fig. 28, S. 188 zeigt bezügliche Werte. Die nähere Betrachtung läßt die nachstehenden interessanten Resultate erkennen:

Unter allen Wellblechformen gleichen Gewichtes pro Einheit und gleicher Konstruktionshöhe ergibt sich in Bezug auf eine gleichförmig verteilte Belastung jene ideale Form als die tragfähigste, bei welcher das Wellblech lediglich aus zwei Streifen — gewissermaßen den Gurten entsprechend — besteht, welche im Abstände h angebracht sind.

Ordnet man bei Wellblechen die Form der Einzelwelle trapezförmig an und wählt dabei jenes Verhältnis der Breite zur Höhe, für welches die Tragfähigkeit der Einzelwelle als Röhre betrachtet bei gleichem Materialaufwand ein Maximum wird (entsprechend Gl. 10), so wird $\alpha' = 4$ und unabhängig vom Neigungswinkel der Stehrippen des Bleches. Die Tragfähigkeit dieser Formen ist jener mit Halbkreiswellen gleich, also in allen Fällen gleich der halben ideellen Maximaltragfähigkeit. Sehr günstige Verhältnisse bieten unter diesen Annahmen die flachbogigen Wellblechformen ohne überhöhte Stehrippen und vor allen ein Blech, dessen entsprechende Röhrenform ein Quadrat ist ($\alpha' = 5,33$). Ungünstige Tragfähigkeiten weisen die Hein'schen Bleche auf.

Es scheint hiernach zweckmäßig, Formen mit trapezoidalen Wellen näher für die Fabrikation ins Auge zu fassen. In Frankreich kommen derartige Formen vielfach vor. Zu beachten bleibt noch, daß die Blechstärke natürlich bei diesem Vergleich nicht konstant bleibt. Die größten Blechstärken verlangen die flach bogenförmigen (V) und trapezoidalen (III), die kleinsten die Hein'schen (VII, VIII), rechteckigen (II) und ähnliche Profile.

Hinsichtlich der Verteilung des Druckes auf die Wellen haben Versuche von Fränkel, Gilles, Lempe u. a. gezeigt, daß sich derselbe unter den üblichen Dimensionen etwa auf drei Wellen verteilt. Ist b die Breite einer Welle in cm, so kann man nach Winkler für die Anzahl n der Wellen, auf welche sich der Raddruck G bei einer Schotterhöhe von z cm über dem Wellenseitel verteilt, etwa setzen $n = \frac{30 + 1,5z}{b}$. Bei Berechnung der Tragfähigkeit ist mithin das Widerstandsmoment von n Wellen oder für eine Welle $\frac{G}{n}$ als Einzeldruck in Rechnung zu ziehen.

Eine Übergangsform zwischen Wellblech- und Formeisenbelag bildet die beim Ilkston-Viadukt zur Anwendung gelangte Konstruktion, welche ein in den Ecken durch

Fig. 29.



Fig. 30.



Winkleisen verstärktes Wellblech von 240 mm Höhe zeigt, siehe Fig. 29. Am genannten Bauwerke ist der Belag als direkter Träger der Eisenbahnquerschwellen zur Verwendung gelangt, er eignet sich aber selbstverständlich auch als Fahrbahnkonstruktion. Als Belag für eiserne Straßsen- und Eisenbahn-Brücken finden auch die in Fig. 30 dargestellten Formeisen (Patent Lindsay) in England vielfach Verwendung.¹²⁾ Die einzelnen Teile werden durch Nietung zu einer Art Wellblechbelag vereinigt. Die Höhen des Kalibers schwanken von 10 bis 20 cm; das Gewicht beträgt 75,5 bis 146 kg f. d. qm.

§ 14. Blech als Kette und Bogen.

Legt man Blechtafeln von einem Quer- bzw. Längsträger zum anderen, sodaß sie zwischen den zu vernietenden Enden sich frei einsenken können, also eine abwärts gekrümmte Cylinderfläche bilden, so erhalten solche Bleche den Namen: Hängebleche oder (die Bezeichnung „Kalottenblech“ ist nicht zu empfehlen) Muldenbleche und bilden in dieser Anordnung eine recht zweckmäßige Konstruktion, die zuerst bei der Tegetthoff-Brücke in Wien, später vielfach mit Erfolg namentlich durch die Direktion für Staatseisenbahnbauten in Österreich für Straßenbrücken zur Anwendung gelangt ist. Um dem Horizontalzuge entsprechenden Widerstand zu bieten, müssen die ihn aufnehmenden Sekundärträger genügend abgesteift werden. Mit der freien Spannweite ist man bis zu 2 m gegangen, die Pfeilhöhe des Bogens beträgt 0,08 bis 0,12 dieser Weite. Die oben genannten Straßenbrücken besitzen Bleche von 1700 mm Spannweite, 100 mm Pfeilhöhe, 7 mm Blechstärke, 2200 mm Länge und es sind an den Stößen 180 mm breite, 8 mm starke Blechstreifen, welche der Biegung des Hängebleches folgen, angeordnet, unter den Stößen sind Querträger von γ_L -förmigem Querschnitt vorhanden, welche mit ihrem oberen Winkleisen der Krümmung des Bleches folgen und dadurch zugleich eine wirkliche Verstärkung bilden. Die F. 11, T. II zeigt eine andere Anordnung, bei welcher die Blechstärke rund 8 mm, der Pfeil des Bogens 158 mm und die Spannweite rund 1900 mm beträgt.

Die Entwässerung macht bei dieser Konstruktion einige Schwierigkeit, da an den tiefsten Stellen angebrachte Löcher wenig nutzen. Man pflegt daher den Hohlraum mit wasserdichtem Material, Beton u. dergl. auszufüllen. Winkler schlägt vor, statt der ganzen Bleche nur schmale kettenförmig herabhängende Flacheisen in etwa 20 bis 50 mm Abstand anzuwenden und diese zum Zwecke der Verbindung durch einzelne Flacheisen zu kreuzen.

Bei geringer freier Spannweite ist ebenes, auf der oberen Fläche geriffeltes Blech namentlich zum direkten Begehen in Anwendung gelangt.

Auf den österreichischen Staatseisenbahnen, wo früher Hängebleche eine wichtige Rolle spielten, ist man von dieser Konstruktion wieder abgegangen, da die Erneuerung des Anstriches und damit die Verhinderung der Rostbildung Schwierigkeiten bieten, außerdem eine verhältnismäßig geringe Rostschichte bereits die Tragfähigkeit wesentlich beeinträchtigt. Beim Formeisenbelag ist dies nicht in solchem Maße der Fall. Es liegen

¹²⁾ Engng. 1883, 14. Sept., S. 31 der Anzeigen.

übrigens bezüglich der Tegetthoff-Brücke in Wien keine ungünstigen Erfahrungen vor. Selbst wenn man Abzuglöcher im Hängebleche anbringt, so ist das Wasser doch nie so rasch zum Abflusse zu bringen als beim Formeisenbelag.

In selteneren Fällen findet man Fahrbahnkonstruktionen, bei denen die Blechtafeln bogenförmig als Blechgewölbe angeordnet sind. Eine solche Anordnung trifft man z. Z. bei der Bastion Nikolaus zu Mainz und an der Brücke über den Lech bei Schongau (T. II, F. 12), woselbst die Blechgewölbe mit 2,7 m Spannweite, $\frac{1}{16}$ Steigung und 6 mm Stärke konstruiert sind. In Abständen von 1,2 m ist hier der Bogen durch Hängewerksträger, im Scheitel durch einen sekundären Querträger unterstützt.

Die Berechnung stößt auf Schwierigkeiten, da sich nicht angeben läßt, in wie weit die Verteilung von Einzeldrücken auf die Formänderung Einfluß hat und Versuche fehlen.

Winkler berechnet auf Grund mehrerer schätzungsweise gemachten Annahmen für Hängebleche:

Blechstärke	6	8	10 mm	} isolierte Einzellast.
Spannweite 1000 mm	3,5	6,0	9,0 t	
Spannweite 1500 mm	2,4	4,2	6,4 t	
Spannweite 2000 mm	1,9	3,2	4,9 t	

Danach würde beispielsweise für einen Maximalraddruck von 3 t bei 1 m Spannweite eine Blechstärke von 6 mm genügen. Für das Eisengewicht f. d. Quadratmeter giebt derselbe Verfasser $g = 25 + 0,06 D l$ (D Einzellast in t, l Spannweite in cm).

Das Moment in der Mitte eines Streifens von der Breite x , auf welche sich der Druck verteilt, kann mit rund $0,21 D l$ angenommen werden, daraus rechnet sich der Horizontalschub mit $H = \frac{0,21 D l}{h}$, wenn h die Pfeilhöhe des gebogenen Bleches; der Schub verteilt sich auf $n = \frac{x}{e}$ Niete, wenn e die Entfernung derselben ist. Setzt man für einen Niet 600 kg f. d. qcm zulässige Inanspruchnahme auf Abscheren und näherungsweise $x = 70$ cm, so wird

$$\frac{70}{e} \frac{3,14 \cdot d^2}{4} \cdot 600 = \frac{0,21 D l}{h},$$

woraus $e = 160 \frac{h d^2}{D l}$ (D in Tonnen, Längen in cm) 16.

Die Dicke der Niete muß so gewählt werden, daß der Druck auf die Laibungsfläche das zulässige Maß nicht überschreitet, mithin $K_1 \delta d = \frac{K \pi d^2}{4}$; setzt man $K_1 = 1400$, $K = 600$, so darf höchstens $d = 3,5 \delta$ sein.

Nach diesen Regeln wäre nun beispielsweise für einen Maximal-Raddruck von 3 t bei 1 m Spannweite und $\frac{h}{l} = 0,1$ $\delta = 6$ mm, $d = 21$ mm, $e = 235$ mm zu machen.

Besondere Beachtung ist dem Umstande zu schenken, daß der Flantsch des I- oder Winkeleisens, auf welche das Blech befestigt ist, nicht zu schwach werde, da derselbe gewissermaßen eine Konsole bildet, auf welcher die Bleche ruhen und welcher außerdem den Horizontalzug zu übertragen hat. Ist der Flantsch:

- 10 14 18 mm stark, so soll die Breite desselben nicht größer als
- 7 14 24 cm sein, wenn der Raddruck 3 t, und nicht größer als
- 4 8 14 cm, wenn der Raddruck 5 t ist.

Für Blechgewölbe kann man die Blechstärke etwa um 20% stärker wählen, als für Hängebleche sich ergab, dabei Nietenentfernung und Flantschenstärke wie oben an-

nehmen, auch das Gewicht der Quadrateinheit fällt etwa um 20% gröfser aus. Nach einer beim Baue der Berliner Stadteisenbahn vorgenommenen Belastungsprobe vermochte ein Hängeblech von 1490 mm Länge, 1320 mm Breite, 142 mm lichter Pfeilhöhe in der Mitte und 7 mm ursprünglicher Stärke, welches mit 15 mm starken, 160 mm voneinander entfernten Nieten an den Rändern befestigt und mit einer 100 mm hohen Basaltschotterdecke überschüttet war, einem isolierten Druck von 44 t zu widerstehen ohne zu brechen. Der Bruch erfolgte, nachdem man zuvor drei Parallelrinnen von 140 mm Entfernung und $3\frac{1}{2}$ mm Tiefe angebracht hatte, bei 33,8 t.¹³⁾

Buckelplatten sind teils mit aufwärts gekehrter Kuppe, teils in neuerer Zeit zweckmäßigerweise hängend zur Fahrbahnbildung häufig zur Anwendung gelangt.¹⁴⁾

Die Buckelplatten haben im Grundrisse eine rechteckige, oft auch eine quadratische Form von 0,7 bis 1,6 m Seitenlänge. Der von ebenen Rändern vierseitig begrenzte Mittelteil ist gewölbeförmig gebogen. Die Form kommt jener eines Klostergewölbes am nächsten. Die Höhe der Platten beträgt zwischen $\frac{1}{8}$ bis $\frac{1}{18}$ der kleineren Plattenseite. Die Breite des Randes muß hinreichen, um eine Vernietung desselben mit den Bahnträgern vornehmen zu können; sie beträgt 40 bis 80 mm. Die Blechstärke bewegt sich zwischen 6 bis 10 mm. Die Herstellung der Buckelplatten erfolgt aus Blechtafeln, die im warmen Zustande in entsprechend geformten Gesenken durch starken Druck in die verlangte Form geprefst werden.

Es ist gut, die Buckelplatten an allen vier Rändern zu vernieten und hierbei auf eine möglichst ebene Auflagerung zu sehen, was sich zum Teil durch unterzulegende Lamellen oder dadurch erreichen läßt, daß man die Buckelplatten auf eigene Winkelnisen der Querträger nietet, welche mit den Längsträgern in einer Höhe liegen. Die Entwässerung macht bei aufwärts gekehrten Platten Schwierigkeiten, weshalb man die Zwickel zwischen denselben mit einem wasserdichten Material (Beton u. s. w.) ausgefüllt hat; bei abwärts gekehrten genügt eine Überschüttung mit Kies, wobei an der tiefsten Stelle ein Loch anzubringen ist, s. F. 13, T. II. Die Wahl der Dimensionen kann auf Grund der unten mitgeteilten Bauschinger'schen Versuche leicht erfolgen, wobei jedoch mit Rücksicht auf die Verteilung des Druckes durch die Füllmasse eine zweifache Sicherheit gegen Bruch genügt.

Bauschinger fand folgende Werte für denjenigen Druck D' , bei welchem das Durchschlagen der Platten beginnt.

δ cm	$l = 106$	$h = 8,05$	$l = 88$	$h = 72$
	Ränder befestigt D'	Ränder frei D'	Ränder befestigt D'	Ränder frei D'
0,6	5,6	—	6,2	—
0,7	7,0	6,3	7,5	—
0,8	8,4	—	9,5	—
0,9	9,7	9,3	10,5	—
1,0	11,0	—	12,0	—
	Tonnen		Tonnen	

Diesen Versuchsergebnissen entspricht bei Annahme befestigter Ränder ungefähr die Formel $D' = 132 \frac{h\delta}{l}$, bei unbefestigten Rändern $D' = 125 \frac{h\delta}{l}$, wenn D' in Tonnen, die Längenmaße in cm eingeführt werden. Begnügt man sich mit Rücksicht auf die

¹³⁾ Siehe Rumschöttel. Ermittlung der Tragfähigkeit u. s. w. Zeitschr. f. Bauw. 1880, S. 283.

¹⁴⁾ Siehe Nouv. ann. de la constr. 1869, S. 102.

Verteilung durch den Schotter mit einer etwa 2,2fachen Sicherheit, so erhält man für befestigte Ränder die Formel

$$D = 60 \frac{h\delta}{l} \dots\dots\dots 17.$$

Für die Entfernung und den Durchmesser der Niete können dieselben Regeln wie bei den Hängeblechen angewendet werden.

Winkler rechnet für quadratische Buckelplatten von der Seitenlänge l , mit der Pfeilhöhe $0,1 l$ und der Blechstärke δ , die Größe des in der Mitte zulässigen Raddruckes D unter Annahme einer Inanspruchnahme von 600 kg f. d. qcm

	Stehende Platten				Hängende Platten		
	$\delta = 0,4$	0,6	0,8	1	0,4	0,6	0,8 cm
$l = 75 \text{ cm}$	$D = 1,4$	2,9	5,0	7,4	5,4	10,5	16,3 Tonnen
$l = 100 \text{ cm}$	$D = 1,4$	3,0	5,2	7,9	5,8	11,7	18,6 Tonnen
$l = 150 \text{ cm}$	$D = 1,3$	3,0	5,2	8,1	6,6	13,5	22,0 Tonnen
Eisengewicht in kg f. d. qm $g = 21 + 8 D$					$g = 17 + 3 D$ (D in Tonnen).		

Diese Werte zeigen jedoch, abweichend von den Ergebnissen der Versuche, D als fast unabhängig von der Länge der Platte, weshalb der Verfasser die oben gegebene Formel vorzieht.

Interessante Versuche über die Tragfähigkeit hängender Buckelplatten wurden für die Berliner Stadteisenbahn vorgenommen, wobei die Platten mit Basaltschotter bedeckt und isolierten Drücken ausgesetzt waren. Aus den Versuchen geht hervor, daß eine mit 15 mm starken, 160 mm voneinander entfernten Niete an den Rändern befestigte, mit $3\frac{1}{2}$ mm starke quadratische Buckelplatte von 1490 mm Seitenlänge und 124 mm lichter Pfeilhöhe im stande ist, bei einer Überschüttungshöhe von 100 mm über dem Plattenrand dem Drucke eines Lokomotivrades von 6,5 bis 7 t einen 5- bis 6-fachen Widerstand entgegenzusetzen. Mehr als der Druck eines Lokomotivrades kann sich nicht auf eine Platte von dieser Größe übertragen. Nimmt man nun an, daß ein Rad einer entgleiten Lokomotive gerade in die Mitte einer Platte zu stehen kommt, sich dabei in der 200 bis 300 mm hohen Beschotterung bis auf 100 mm über Plattenrand eingewühlt und die von dem Rade gedrückte Fläche nur die Größe von 900 qcm hat, so würde bei diesem für die Buckelplatte gewiß ungünstigsten Belastungsfall nach vorstehendem immer noch eine 5- bis 6-fache Sicherheit vorhanden sein. Mit Rücksicht auf den Angriff, den die Buckelplatten mit der Zeit durch den Rost erleiden, wird man zwar niemals Platten von dieser geringen Stärke verwenden; es ist aber durch das obige Ergebnis soviel wenigstens festgestellt, daß bei einer bis auf $3\frac{1}{2}$ mm Stärke abgerosteten Platte noch keine Gefahr für die Konstruktion eintritt.¹⁵⁾

Litteratur.

- Buckelplatten für Brücken und Fußböden (System Mallet). *Nouv. ann. de la constr.* 1869, S. 102.
 Brückentafel aus gußeisernen Platten für die Seine-Brücke bei Billancourt. *Nouv. ann. de la constr.* 1870, S. 26.
 Brückenfahrbahn-Konstruktion aus mit Winkeleisen gesäumten, gewölbartig verwendeten Blechplatten von Kennard.
Engineer 1871, Sept. S. 208.
 Bauschinger. Versuche mit Buckelplatten und Wellenblechen. *Resultate derselben; Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover* 1873, S. 461.
 Anwendung von Zores-Eisen bei einer Straßenbrücke in Luzern. *Ann. des ponts et chaussées* 1873, I. S. 157.
 Winkler. Über das Zores-Eisen als Belag für eiserne Straßenbrücken. *Wochenschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver.* 1876, S. 44.

¹⁵⁾ Siehe Rumschöttel. Ermittlung der Tragfähigkeit u. s. w. *Zeitschr. f. Bauw.* 1880, S. 279.

Winkler. Deformations-Versuche mit Kautschuk-Platten, welche in verschiedener Weise belastet wurden. Civil-
ing. 1878, S. 81.

W. Ritter. Über die statische Berechnung des Wellenbleches. Auszug in Deutsche Industrie-Zeitung 1880, S. 62.
Brückentafel mit Ziegelgewölben von 1,1 m Spannweite bei den Wegebrücken der Bahn Paris-Lyon. Nouv. ann.
de la constr. 1880, S. 99.

Anwendung von Hängeblechen bei einem Viadukt in Stockholm. Deutsche Bauz. 1882, S. 32.

Feige. Näherungsformel für das Trägheitsmoment flacher Wellblech-Querschnitte. Deutsche Bauz. 1885, S. 544.

Ausführliche Besprechung des Wellblechs s. Landsberg. Die Glas- und Wellblechbedeckung der eisernen Dächer.
Darmstadt 1887.

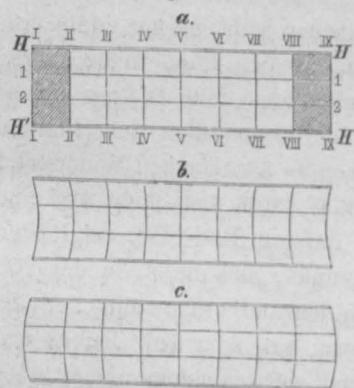
B. Das Fahrbahngerippe.

§ 15. Allgemeines und Berechnungsweise.

Im allgemeinsten Falle haben wir es mit einer Schar Querträger zu thun, welche in bestimmten Abständen von Hauptträger zu Hauptträger reichen, und mit einer Schar sekundärer Längsträger, welche in der Richtung der Hauptträger sich erstreckend die ersteren kreuzen, siehe Fig. 31.

Die Wirkungsweise dieses Netzes und die Beanspruchung der einzelnen Teile hängt wesentlich von der Einzeldurchführung ab; es ist daher gerechtfertigt, wenn wir

Fig. 31.



hierüber einige Worte vorausschicken. Wären die Zwischen-
träger einer eisernen Brücke vollkommen starr an den
Querträgern befestigt und die Querträger in horizontalem
Sinne absolut steif, so würden die Längsträger der oben
oder unten liegenden Fahrbahn an der Verkürzung bzw.
Verlängerung der Hauptträger teilnehmen und zu den
hieraus entstehenden Spannungen würden die durch die
eigene Durchbiegung erzeugten Längsspannungen treten.
Näherungsweise läßt sich dies nun erreichen, wenn man
an den Enden in der Horizontalebene Querbleche anordnet,
welche mit den Gurten und den Längsträgern vernietet
werden; ein solches Querblech erscheint dann gewisser-
maßen als das Stehblech eines liegenden Doppel-T-Trägers,

dessen Höhe die Querträgerentfernung, dessen Gurte die Querträger selbst sind. Durch
solche Anordnungen werden die Längsträger zu Bestandteilen der Gurte. Ein Beispiel
dieser Art zeigt die Brücke über die Elbe bei Riesa.¹⁶⁾ Werden jedoch die Längsträger
an den Querträgern recht fest verbunden, jedoch letztere nicht versteift, so findet eine
Formänderung statt, bei unten liegender Bahn biegen sich die Querträger in dem aus
Fig. 31b ersichtlichen Sinne, bei oben liegender entsprechend Fig. 31c aus, die Längs-
träger erfahren eine verschiedene Streckung bzw. Verkürzung; die den Gurten näher
liegenden werden mehr, die der Mitte zu liegenden minder stark der Längsrichtung
nach beansprucht. Die seitliche Formänderung der Querträger ist in diesem Falle keines-
wegs eine ganz unbedeutende, beträgt vielmehr bei 100 m Trägerlänge, falls der Zu-
wachs an Spannung im Gurte nur 400 kg f. d. qcm ausmacht, bereits 1 cm für jeden
Endquerträger.

Gestatten die Verbindungsstellen der Längs- und Querträger durchgehends ein
geringes Gleiten, so wird die Beanspruchung der ersteren durch die Formveränderung

¹⁶⁾ Siehe Mitteil. des sächsischen Ing.- u. Arch.-Ver. 1879, 1. Hälfte, S. 14.

zunächst nicht Längsspannungen erzeugen. Sind die Längsträger kontinuierlich, so tritt in allen Fällen eine Beeinflussung der Inanspruchnahme gegenüber einem Träger gleicher Form und Belastung mit festen Stützen dadurch ein, daß infolge der Durchbiegung der Querträger bei Aufnahme der Last die Momente über den Stützen sich ändern; diese Änderung ist keine unbedeutende, sondern beträgt in den Mittelfeldern 8 bis 10%, in den Endfeldern 5 bis 12% des Stützenmomentes. Es ist ferner klar, daß, wenn wir auch die Querträger für einen Augenblick ganz starr denken, sie demungeachtet eine verschiedene Höhenlage einnehmen werden, welche der Durchbiegung der Hauptträger an den Verbindungsstellen H_{II} H_{III} H_{IV} u. s. w. (Fig. 31a) entspricht. Auch hierdurch werden die kontinuierlichen Längsträger Inanspruchnahmen erleiden, welche nahezu wie die Höhen der Träger sich verhalten. Die hierdurch hervorgerufene Änderung in den Maximalanspruchnahmen ist jedoch eine geringe und beträgt bei

10	50	100	150 m	Spannweite nur
3,8	0,03	0,004	0,001	‰,

sodafs sie bei einigermaßen großen Spannweiten gar nicht in Betracht kommen kann. Für die Wirkung der Längsträger werden daher folgende, zugleich die Berechnungsweise beeinflussende Gesichtspunkte maßgebend sein:

1. Die Längsträger bestehen aus einzelnen, einfachen Trägern, welche an den Querträgern nur aufrufen. In diesem Falle erfolgt ihre Berechnung wie bei Trägern mit zwei Stützpunkten.

2. Die Längsträger laufen an den Querträgern kontinuierlich durch und werden an denselben einfach niedergehalten, ohne jedoch die Möglichkeit einer horizontalen Verschiebung auszuschließen. In diesem Falle sind die Längsträger als kontinuierliche Träger auf reine Biegezugfestigkeit zu berechnen.

3. Die Längsträger laufen kontinuierlich durch, sind an den mittleren Querträgern niedergehalten und mit den Endquerträgern, welche besonders versteift sind, fest verbunden. In diesem Falle nehmen die Längsträger nahezu vollständig an der Formänderung der Gurte teil. Ist F die mittlere Querschnittsfläche je eines Gurtes, f die Querschnittsfläche je eines Längsträgers, n die Anzahl der Längsträger, S die mittlere Spannung, welche der ganze Gurt aufzunehmen hat, M das Maximalmoment, welches auf den Längsträger infolge der direkten Einwirkung der zufälligen Last kommt, so erscheint die Inanspruchnahme gegeben durch:

$$\sigma = \frac{S}{2F + nf} + \frac{M \cdot e}{J}, \quad \dots \dots \dots 18.$$

wenn J das Trägheitsmoment und e der Abstand der am meisten gepressten oder gezogenen Faser bei reiner Biegung. S kann positiv oder negativ sein, je nachdem das Fahrbahngerippe am Unter- oder Obergurte liegt, natürlich ist das entsprechende gleiche Zeichen dann auch für das zweite Glied des Wertes maßgebend.

Sind die Endquerträger nicht versteift, so werden nicht alle Längsträger in derselben Weise beansprucht: während für die den Gurten näher liegenden das Letztgesagte gilt, ist für die der Mitte näher liegenden das unter 2. Angegebene zutreffender. Für die genaue Berechnung gilt Folgendes:

Bezeichnen wir die Felder mit 1, 2, 3 ... n vom Ende ab, ferner die Längsträger mit X , Y , Z vom Gurte gegen die Mitte zu und betrachten nur symmetrische Belastung. Bezeichnen wir ferner die Gesamtspannung in jedem Felde, welche entstehen würde, wenn die Querträger nicht vorhanden wären, mit \mathfrak{S}_1 \mathfrak{S}_2 u. s. w., die Spannungen in den Längsträgern des Feldes m mit X_m , Y_m , Z_m , also mit dem Index, welcher dem

Felde entspricht, in welchem sie liegen, sodann mit F_m den mittleren Querschnitt des Gurtes im Felde m , mit F'_m F''_m u. s. w. die Querschnitte der Längsträger $X, Y, Z \dots$ im Felde m . Betrachten wir ferner den Querträger zwischen $m-1$ und m , so wird die Formänderungsarbeit des Gurtes¹⁷⁾

$$A_1 = \sum_1^n \frac{S_m^2 l}{2 E F_m} = \sum_{m=1}^{m=n} \frac{(Z_m - X_m - Y_m \dots)^2 l}{2 E F_m},$$

die Formänderungsarbeit der Längsträger

$$A_2 = \sum_{m=1}^{m=n} \left(\frac{X_m^2 l}{2 E F'_m} + \frac{Y_m^2 l}{2 E F''_m} + \dots \right),$$

endlich ist die Formänderungsarbeit A_3 der $n+1$ Querträger zu ermitteln. Dieselben sind als Träger horizontaler Biegungsebene aufzufassen, auf welche die Differenzen der benachbarten Werte X, Y, Z u. s. w. einwirken, also ist z. B. für den Querträger, welcher die Grenze der Felder 2 und 3 bildet, die Formänderungsarbeit der Kräfte $(X_2 - X_3); (Y_2 - Y_3)$ am Querträger aufzustellen.

Wir unterlassen es, die Werte A_3 selbst algebraisch auszudrücken und bemerken nur, daß man schließlich die gesamte Formänderungsarbeit: $\Sigma A = A_1 + A_2 + A_3$ als Funktion der Werte $X_1 Y_1 \dots, X_2 Y_2 \dots, X_3 Y_3$ u. s. w. erhält. Differenziert man ΣA nach den einzelnen Unbekannten $X_1 X_2 \dots, Y_1 Y_2 \dots$ und setzt die Differentialquotienten $= 0$, so erhält man eine ebensogroße Anzahl Gleichungen, als Unbekannte X, Y, Z u. s. w. vorhanden sind. Löst man diese Gleichungen nach $X_1, X_2, X_3 \dots, Y_1, Y_2, Y_3$ u. s. w. auf, so lassen sich die Werte ermitteln. Aus diesen Werten X, Y, Z lassen sich dann die Inanspruchnahmen der Querträger rechnen. Die Berechnung ergibt ganz bedeutende Werte und es ist insbesondere der letzte bzw. erste Querträger, welche die größte Inanspruchnahme erleiden.

Für eine eingleisige Eisenbahnbrücke von 54 m Spannweite, eingeteilt in neun Felder zu 6 m mit zwei Längsträgern von 170 qcm mittlerem Querschnitt und 11 Querträgern von 3386 cm⁴ Trägheitsmoment, bezogen auf die Horizontalebene als Biegungsebene, ergaben sich für die einzelnen Stellen des Endquerträgers bei voller Belastung der Brücke 1000, 700 und 600 kg f. d. qcm Inanspruchnahme des Querträgers lediglich infolge der Verbindung allein. Die maximale Axialspannung der Zwischenträger ergab sich am Ende 13 kg, in der Mitte 45 kg, welch' letztere als unbedeutend bezeichnet werden müssen.

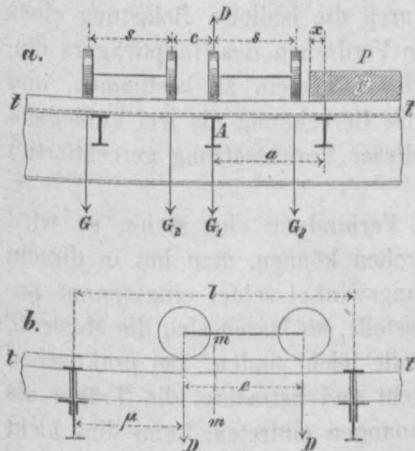
4. Vielfach findet an den Querträgern eine ganz steife Verbindung statt. Die Längsträger gehen hierbei entweder durch oder sind zu beiden Seiten des Querträgers fest angeschlossen, ohne ein eigenes Auflager, welches in diesem Falle die Scherfestigkeit der Niete ersetzt, zu besitzen. Dabei werden die Niete an den Befestigungsstellen nicht nur auf Abscheren im vertikalen Sinne, sondern die oberen auch noch auf Zugfestigkeit beansprucht, wodurch leicht Überanstrengungen derselben entstehen und eine Lockerung eintritt, sodaß alsdann die Zwischenträger nicht mehr wie eingespannte, sondern wie einfache Träger oder wie kontinuierliche Träger auf freien Stützen wirken. Es ist die Berechnung daher zweckmäßig ohne Rücksicht auf die Einspannung vorzunehmen und auf die Befestigung am unteren Ende, wo im Träger kein Zug, sondern nur Druck eintritt, der Hauptwert zu legen. Näherungsweise wird für die Beanspruchung der Querträger die vorige Untersuchung gelten. Doch entstehen hier auch bedeutende Torsionen, auf welche wir aber erst bei den Balkenbrücken näher eingehen können.

Unter den angeführten Anordnungen empfehlen sich namentlich die unter 2. und 3. besprochenen.

¹⁷⁾ Der Satz von der kleinsten Formänderungsarbeit (in einem im Gleichgewichtszustande befindlichen, elastischen Systeme treten jene Spannungen auf, welche dessen gesamte Formänderungsarbeit zu einem Minimum machen) wird in § 11 des IX. Kapitels begründet werden.

Sind die Längsträger als einfache Träger zu betrachten, so muß man für ihre Berechnung natürlich die ungünstigste Stellung des Einzellastensystemes bei Berücksichtigung des Eigengewichtes annehmen. Hierbei genügt es vielfach nicht, die direkt auf den bezüglichen Zwischenträgern stehenden Lasten zu betrachten, sondern man wird

Fig. 32.



auch noch zu beachten haben, daß die auf den Nebenseiten der Fahrbahtafel Platz findenden Lasten sich ebenfalls zum Teil noch auf den fraglichen Längsträger übertragen, es kann dies vielleicht auch noch hinsichtlich eines Teiles der eventuell anzunehmenden gleichförmigen Last der Fall sein. Mit einem Worte: es ist das Lastsystem zunächst der Breite nach so zu verschieben, daß der Stützendruck D auf A ein Maximum wird, siehe Fig. 32, — wobei auf dem fraglichen Längsträger stets direkt eine Last stehen muß, — dann das System parallel zu sich selbst der Länge nach so zu verrücken, daß die Stellung für das größte Moment des Trägers erreicht wird. An Stelle der direkten Einzellasten tritt im Falle Fig. 32 b die der

Querstellung entsprechende Stützenreaktion. — In dem Beispiele Fig. 32 a ist der größte Einzeldruck gegeben durch

$$D = G_1 + G_2 \frac{a-c}{a} + G_3 \frac{a-s}{a} + \frac{p x^2}{2a} \dots \dots \dots 19.$$

Die ungünstigste Stellung für den Längsträger ist die in Fig. 32 b eingezeichnete; als Einzellast tritt die Reaktion D auf.

Hat man es mit einem kontinuierlichen Träger zu thun, so bleibt der erste Teil der Aufgabe derselbe, der zweite Teil läuft auf die Bestimmung der ungünstigsten Stellung für einzelne Querschnitte eines kontinuierlichen Trägers hinaus, welche am besten mit Hilfe der Einflußlinien (Influenzkurven) erfolgt. In Fällen, wo auf ein Feld des Längsträgers nicht mehr als eine Last zu stehen kommen kann, ist die Näherungsregel für das größte Moment über einer Stütze:

$$M_{\max} = 0,214 D l + 0,078 p l^2 \text{ für ein Endfeld und} \\ M_{\max} = 0,189 D l + 0,042 p l^2 \text{ für ein Mittelfeld}$$

ausreichend. p stellt das auf den laufenden Meter entfallende Eigengewicht dar.

Für das in Fig. 32 b dargestellte Beispiel, wo zwei Räder Platz finden, wird speziell für die ungünstigste Stellung auf einem einfachen Träger:

$$\mu = \frac{l}{2} - \frac{e}{4} \quad \text{und} \quad M_{\mu} = \frac{D}{8l} (2l - e)^2,$$

wozu für das Eigengewicht noch $\frac{p(4l^2 - e^2)}{32}$ hinzu kommt.

In ganz ähnlicher Weise erfolgt die Bestimmung der Transversalkräfte.

Die Wirkungsweise der Querträger ist ebenfalls wesentlich von ihrer Verbindung mit den benachbarten Teilen abhängig. Werden dieselben auf die Träger frei aufgelegt oder an denselben einfach aufgehängt, so verhalten sie sich wie einfache Balken und es werden in ihnen durch die Formänderung der Hauptträger keinerlei Beanspruchungen erzeugt. Diese Art der Durchführung bricht sich immer mehr Bahn. Ordnet man jedoch den Anschluß steif an, so wird sowohl der Haupt- wie der Querträger durch die

Formänderung des anderen in Mitleidenschaft gezogen, namentlich spielt auch die Torsion der Träger eine große Rolle.

Ist außer den Querträgern keine Querverbindung vorhanden und bilden diese mithin selbst den wesentlichen Teil der Querversteifung, wie dies bei Brücken von kleinen Spannweiten mit unten oder zwischen den Trägern liegender Fahrbahn häufig geschieht (T. II, F. 5, 9; T. III, F. 5, 16), so tritt durch die isolierte Belastung eines oder einer Gruppe von Querträgern ein Bestreben zum Verdrehen des Hauptträgers ein. Es ist jedoch sehr schwer, die Größe des Widerstandes allgemein zu bestimmen, und auch in diesem Falle pflegt man den Querträger für die Berechnung als frei aufliegend anzunehmen, was mit Rücksicht auf das Ungünstige dieser Voraussetzung gerechtfertigt erscheint.

Sind Querverbindungen vorhanden und ist die Verbindung eine steife, so wird der Querträger sich nicht mehr um die Enden frei drehen können, man hat in diesem Falle den Träger als unter veränderlichem Einspannungswinkel schief eingespannt anzusehen. Kennt man das Moment an der Einspannungsstelle, so lassen sich die Momente und dadurch die Inanspruchnahme für jede andere Stelle leicht finden. Bei praktischen Rechnungen nimmt man vielfach hierauf keine Rücksicht und betrachtet die Träger als frei aufliegend. Da in der That zahlreiche Nebenspannungen eintreten, kann dies nicht verworfen werden. Wir wollen die Wirkungsweise an einem einfachen Falle untersuchen.

Der symmetrisch belastete Querträger von mittlerem Trägheitsmomente J sei mit zwei Trägern verbunden, welche für die Querschnitts- als Biegungsebene die Trägheitsmomente J_1 besitzen, oben seien die Wände durch eine Querverbindung geschlossen, deren Querschnitt das Trägheitsmoment J_2 , die Fläche F_2 besitzt. Denkt man sich den Riegel (s. Fig. 33) in der Mitte durchschnitten, so läßt sich die Wirkung des rechts liegenden Teiles durch ein Moment M'' und eine Axialkraft H ersetzen. Die Punkte A und B wollen wir als festgehalten auffassen, also die Längenänderung des Querträgers vernachlässigen.

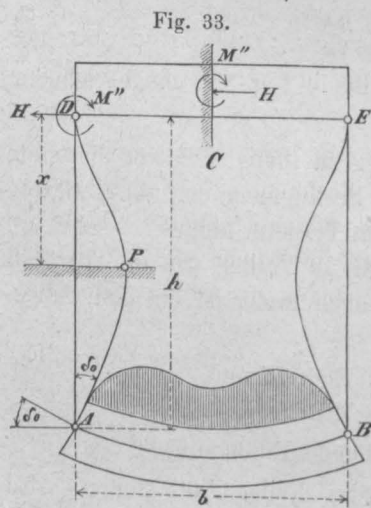


Fig. 33.

Die Formänderungsarbeit der halben oberen Querverbindung wird

$$\mathfrak{A}_1 = \int_0^{b/2} \frac{H^2}{2EF_2} dx + \int_0^{b/2} \frac{M''^2}{2EJ_2} dx = \frac{H^2 b}{4EF_2} + \frac{M''^2 b}{4EJ_2},$$

die Formänderungsarbeit der Wand DA

$$\mathfrak{A}_2 = \int_0^h \frac{(M'' - Hx)^2}{2EJ_1} dx \quad \text{und für den halben Querträger } \mathfrak{A}_3 = \int_0^{b/2} (M - Hh + M'')^2 \frac{dx}{2EJ},$$

wenn M das Moment bedeutet, welches entstehen würde, wenn der Querträger frei aufliegend wäre. M'' und H müssen so bestimmt werden, daß $\Sigma \mathfrak{A}$ ein Minimum wird. Dies giebt:

$$\frac{d\Sigma \mathfrak{A}}{dH} = \frac{Hb}{2EF_2} - \frac{M''h^2}{2EJ_1} + \frac{Hh^3}{3EJ_1} - h \int_0^{b/2} \frac{M dx}{EJ} + \frac{Hh^2b}{2EJ} - \frac{M''hb}{2EJ} = 0,$$

$$\frac{d\Sigma \mathfrak{A}}{dM''} = \frac{M''b}{2EJ_2} + \frac{M''h}{EJ_1} - \frac{Hh^2}{2EJ_1} + \int_0^{b/2} \frac{M dx}{EJ} - \frac{Hhb}{2EJ} + \frac{M''b}{2EJ} = 0.$$

Hieraus findet sich leicht, wenn man die untere Gleichung mit h multipliziert und zu der oberen addiert, der Wert von M'' als Funktion von H ; setzt man ferner

$$\int_0^{b/2} \frac{M dx}{EJ} = \frac{M_0 b}{2 EJ},$$

wenn man unter M_0 das Moment versteht, welches in A auftreten würde, wenn der Träger fest eingespannt wäre, so ergibt sich schliesslich für $M'_0 = Hh - M''$, d. i. das Moment, welches thatsächlich in A entsteht:

$$M'_0 = \frac{\frac{b}{J} \left(\frac{2h}{J_1} + \frac{3b}{J_2} + \frac{3b}{F_2 h^2} \right)}{\left(\frac{b}{J} + \frac{h}{J_1} \right) \left(\frac{2h}{J_1} + \frac{3b}{J_2} + \frac{3b}{F_2 h^2} \right) - \left(\frac{h}{J_1} + \frac{b}{J_2} \right) \left(\frac{h}{J_1} - \frac{3b}{F_2 h^2} \right)} M_0.$$

Setzt man hierin $J_2 = 0$, d. h. denkt man sich die obere Querverbindung als Stab, der mit den Enden in D und E gelenkförmig verbunden ist, so wird

$$M'_0 = \frac{1}{1 + \frac{2}{3} \frac{J}{J_1} \frac{h}{b} + \frac{J}{F h^2}} M_0 \quad \dots \dots \dots 20.$$

Ist aber die Querverbindung sehr steif, d. h. würde $J_2 = \infty$, $F_2 = \infty$; so wird

$$M'_0 = \frac{1}{1 + \frac{1}{2} \frac{J}{J_1} \frac{h}{b}} M_0 \quad \dots \dots \dots 21.$$

Je steifer also die Wand und je schwächer der Querträger ist, desto mehr nähert sich der Wert von M'_0 jenem von M_0 , desto eher läßt sich der Träger als eingespannt betrachten.

Die Anwendung der gegebenen Formeln zeigt, daß M'_0 höchstens 30%, aber auch nur 1% von M_0 betragen kann, weshalb es keineswegs zulässig erscheint, den Querträger als horizontal eingespannt anzusehen.

Von weiterem wesentlichen Einfluß auf die Inanspruchnahme der Querträger erscheint bei geschlossener Brücke noch die Befestigung der Gitterstäbe. Liegen die gezogenen Stäbe innen, die gedrückten außen, so wird die Wand eine ähnliche Formänderung erleiden wie die infolge der Wirkung des Riegels eintretende, die Gesamtwirkung der Wand wird daher um so gröfser werden und der Träger sich um so mehr als eingespannt betrachten lassen. Liegen die gedrückten Stäbe innen, die gezogenen außen, so wirkt die hierbei entstehende Biegung der Wand derjenigen entgegen, welche durch die Wirkung des Riegels entsteht. Natürlich ist der Einfluß nur dort von Bedeutung, wo Zug- und Druckkräfte möglichst groß sind, also nahe den Enden. Hier ist aber infolge der starken Querschnitte das Trägheitsmoment J_1 sehr groß, sodaß sich bei außen liegenden Zugstäben ein Teil der Wirkung wieder aufhebt. Bei innen liegenden Zugstäben kann für Querträger nahe den Enden der Fall sich allerdings häufig so stellen, daß man die Träger als eingespannt zu betrachten vermag. Näheres im Kapitel über Balkenbrücken.

Liegt die Fahrbahn oben, so gelten für die untere Verbindung — einen in angegebener Weise verbundenen Riegel vorausgesetzt — ebenfalls die Formeln 20 und 21. Anders gestaltet sich jedoch der Einfluß einer excentrischen Befestigung der Gitterstäbe. Liegen die gezogenen Stäbe außen, so wird das Moment an der Einspannungsstelle vermehrt, liegen sie innen, so wird dasselbe vermindert.

Bei Ermittlung des Druckes auf die Querträger wird man ähnlich wie bei den Längsträgern verfahren. Zunächst bestimmt man durch Verschiebung des Lastsystems in der Richtung der Brückenachse jene Stellung, für welche der Druck auf den Querträger, mit Rücksicht auf die Übertragung in den Nachbarfeldern, ein Maximum wird.

Hierbei muß stets ein Rad unmittelbar über dem Querträger oder, wenn Querschwellen vorhanden sind, unmittelbar über jener Querschwelle liegen, welche sich dem fraglichen Querträger zunächst befindet. In die Nachbarfelder rechts und links sind — falls solche mit Rücksicht auf den Radstand Platz finden — Lasten so zu stellen, daß der Stützendruck möglichst groß wird. Bei einfachen Trägern sind die Stützendrucke leicht ermittelt; sind die Längsträger kontinuierlich, so kann man zweckmäßig die Einflußlinie des Längsträgers für den Auflagerdruck der Stütze zeichnen, welche der Querträger bildet. Mit Hilfe dieser Linie ist es leicht, die ungünstige Stellung hinsichtlich dieses Auflagerdrucks und den dieser Stellung entsprechenden Maximalwert D zu finden.

Hat man D bestimmt, so handelt es sich wieder darum, das ganze System der Breite nach so zu verschieben, daß für die einzelnen zu untersuchenden Querschnitte des Querträgers ein möglichst großes Moment erzielt wird. Bei Eisenbahnbrücken ist diese Verschiebung überflüssig, da die Schienen bzw. Längsträger die Laststellung

Fig. 34.

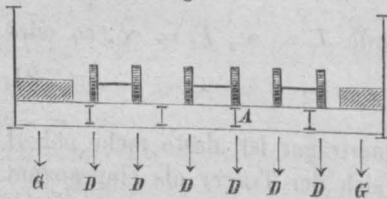
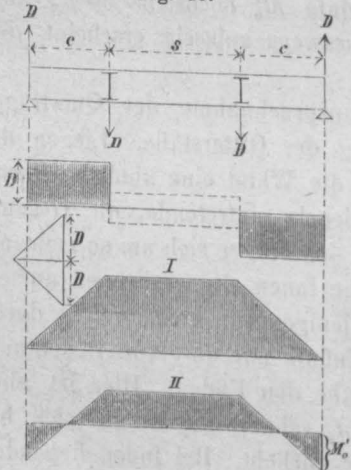


Fig. 35.



festlegen, bei Straßenbrücken wird man die Brücke der Breite nach möglichst dicht mit Wagen besetzt annehmen und an Stelle des Einzelraddruckes den Wert D treten lassen. In Fig. 34 ist die ungünstigste Stellung für den Querschnitt A eingezeichnet. Kann sich der Druck nur an den Auflagerpunkten der Längsträger übertragen, so genügt es, die Momente nur an diesen Stellen der Querträger zu untersuchen.

Hat man in solcher Weise die Momente so bestimmt, als ob es sich um einen einfachen Träger handeln würde, so muß in den Fällen, in welchen der Querträger als schief eingespannt zu betrachten ist, noch die Größe des Momentes M'_0 an der Einspannungsstelle ermittelt werden, was nach den früher angeführten Formeln und Andeutungen näherungsweise geschehen kann. Um diesen Wert ist dann die Schlusslinie hinauf zu rücken. Fig. 35 zeigt die Momente für einen einfachen und schief eingespannten Querträger unter I bzw. II. Im ersten Fall ist das Moment in der Mitte $M = Dc$, im zweiten durch $M = Dc - M'_0$ gegeben und in beiden Fällen innerhalb der mittleren Querträger konstant.

Für die Berechnung der Transversalkräfte gilt Ähnliches. Bei zweigleisigen Eisenbahnbrücken wird für die mittleren Querschnitte des Querträgers die einseitige Belastung sich ungünstiger gestalten als die totale Belastung. Bei Straßenbrücken lassen sich noch größere Verschiedenheiten in der Laststellung erzielen. Fig. 35 zeigt die schematische Darstellung der Transversalkräfte für eine eingleisige Eisenbahnbrücke. In der mittleren Strecke ist bei symmetrischer Belastung die Transversalkraft $= 0$; nimmt man an, daß einseitige Entlastungen vorkommen können, so erhält man auch für diesen Trägereil endliche Werte.

Die in vorstehendem besprochenen Ermittlungen führen bei den üblichen Breiten der Straßenbrücken zu Querträgern von ziemlich großem Gewicht und weiter zu schweren und deshalb kostspieligen Hauptträgern. Mayr, Vorstand der Brückenbau-Abteilung

des Landesbauamts in Böhmen, empfiehlt deshalb verengte Fahrbahnen (F. 21, T. II¹⁸), welche die Radstellung von vornherein fortlegen. Bei dieser Anordnung, welche in Böhmen besonders für Bezirksstraßen mehrfach ausgeführt wurde, ist die Materialersparnis bedeutend und beträgt nach Ausweis eines dem Verfasser vorliegenden Vergleichs der Eisengewichte gewöhnlicher Brücken mit demjenigen verengter Brücken je nach der Stützweite 25—35% des Gewichtes der ersteren.

Außer der in obigem betrachteten zufälligen Last ist natürlich auch noch der Einfluß des eigenen Gewichtes des Konstruktionsteils und der auf ihn wirkenden ruhenden Belastungen in Betracht zu ziehen. Da man bei der Berechnung der Fahrbahn zweckmäßig immer mit jenen Teilen beginnt, welche die Last selbst aufzunehmen haben, also den Bohlen, Zores-Eisen u. dergl. und von diesen zu den sie stützenden Konstruktionsteilen fortschreitet, ist es leicht, die ruhende Last auf Grund der bekannten Dimensionen zu berechnen und es kommt dann meist noch das vorläufig unbekannte Eigengewicht des zu berechnenden Teiles selbst in Betracht, welches näherungsweise angenommen werden muß.

Winkler giebt hierfür folgende Regeln.

Längsträger. g Gewicht eines Längsträgers bei Eisenbahnbrücken f. d. lfd. m in kg, l Länge des Zwischenträgers in m.

	I-Träger.	Blechträger.
Hauptbahnen	$g = 26l$	$g = 16 + 15,9l$
Nebenbahnen mit Normalspur . .	$g = 23l$	$g = 15 + 13,9l$
Bahnen mit 1 m Spurweite . .	$g = 19l$	$g = 10 + 13,6l$
Bahnen mit 0,75 m Spurweite . .	$g = 16l$	$g = 5 + 13,3l$

Bei Eisenbahnbrücken mit Zwillingsträgern kann der laufende Meter eines Gleises angenommen werden, wenn h Trägerhöhe in m:

$47 + 90h$	kg für Hauptbahnen,
$45 + 90h$	" " normalspurige Nebenbahnen,
$35 + 80h$	" " Bahnen mit 1 m Spurweite,
$30 + 70h$	" " Bahnen mit 0,75 m Spurweite.

Konstruiert man die Querträger im mittleren Teile als Gitterträger, so wird das Eigengewicht um circa 3% kleiner, auch bei vollständiger Durchführung der Querträger als Gitterträger ergibt sich unter Wahl der günstigsten Höhe das Gewicht wenig von dem obigen verschieden, sodafs die Regeln auch für diese Fälle beibehalten werden können.

Für das Gewicht p eines Zwischenträgers bei Straßenbrücken in kg f. d. lfd. m erhält man nahezu, wenn c Abstand der Zwischenträger in m, l Länge der Zwischenträger in m:

	I-Träger.	Blechträger.
für leichte Wagen . .	$p = 14 + (2,4 + 3,1c)l$	$10,6 (1 + 0,33c) (1 + 0,47l)$
" schwere Wagen . .	$p = 14 + (4,0 + 5,7c)l$	$12,4 (1 + 0,35c) (1 + 0,47l)$
" sehr schwere Wagen	$p = 14 + (8,4 + 6,4c)l$	$16,7 (1 + 0,24c) (1 + 0,47l)$

Für die Querträger ergibt sich das Gewicht G in kg für einen ganzen Querträger:

	Eisenbahnbrücken:	Gitterträger.
	Blechträger.	
Eingleisige . .	$1,37 (b - 0,75c) (l + 10,2)$	$20,0 (b - 0,76c) (l + 5,66) + 15c$
Zweigleisige . .	$27,0 (b - 1,80c) (l + 10,2)$	$33,0 (b - 1,26c) (l + 5,12)$

¹⁸⁾ In der Überschrift dieser Figur ist Meyer in Mayr zu verändern.

Straßenbrücken:

	Blechträger.	Gitterträger.
Sehr schwere Wagen	$1,56 (l + 6,7) \left(1 + \frac{0,4}{c}\right) b^2$	$2,17 (l + 1,61) \left(1 + 0,115 \frac{b}{c}\right) b^2$
Schwere Wagen . .	$1,56 (l + 6,1) \left(1 + \frac{0,4}{c}\right) b^2$	$2,12 (l + 1,29) \left(1 + 0,115 \frac{b}{c}\right) b^2$
Leichte Wagen . . .	$1,43 (l + 5,4) \left(1 + \frac{0,4}{c}\right) b^2$	$1,61 (l + 0,99) \left(1 + 0,115 \frac{b}{c}\right) b^2$
Fußgänger	$2,25 (l + 1,5) \left(1 + \frac{0,4}{c}\right) b^2$	$1,63 (l + 0) \left(1 + 0,115 \frac{b}{c}\right) b^2$

Die angegebenen Formeln geben das Gewicht des ganzen Querträgers in kg; l ist die Entfernung der Querträger voneinander in m gemessen, b die Länge des Querträgers in m, c der Abstand der Zwischenträger in m.

Die angegebenen Gewichte sind Mittelwerte. Bei Wahl der für jede Konstruktionsform günstigsten Höhe wird G um etwa 15 % kleiner.

§ 16. Konstruktion der Längsträger und der Querträger.

Die sekundären Längsträger werden parallel zu den Hauptträgern angeordnet und finden ihre Stützpunkte an den Querträgern; sie werden bei interimistischen Konstruktionen aus Holz, bei definitiven in Schmiedeeisen oder Stahl (selten in Gusseisen) konstruiert und alsdann aus gewalztem I- oder U-Eisen, welche man bei gröfseren Spannweiten nötigenfalls durch ein Hängewerk verstärkt, auch als Blechträger oder Gitterträger gebildet.

Bei Eisenbahnbrücken dienen die Längsträger zur Unterstützung der Schwellen, falls Querschwellen-Oberbau gewählt ist. In diesem Falle finden sie entweder direkt unter den Schienen Platz, wodurch ihre Entfernung bestimmt erscheint, oder man legt sie etwas weiter, als die Gleisbreite beträgt, auseinander. Man erreicht in letzterem Falle den Vorteil, die Befestigungsmittel der Schwellen ungehinderter anbringen zu können, erzielt durch das Federn der Schwellen ein etwas elastisches Fahren und mindert bei eingleisiger Brücke die Inanspruchnahme des Querträgers, da die Lastangriffspunkte den Stützen näher rücken.

Bei Eisenbahnbrücken mit Langschwellen-Oberbau treten die sekundären Längsträger direkt als Schienenträger auf, wodurch sich ihre Lage bestimmt.

An den Straßenbrücken bilden die Längsträger der Bahn einen notwendigen Bestandteil des Fahrbahngerippes, und stellen mit den Querträgern die einzelnen Felder her, welche mittels Buckelplatten, Ziegelgewölben u. s. w. bedeckt werden. Bei Anwendung von Bohlen oder Zores-Eisen, welche man meist quer zur Fahrrihtung als Belag anzuordnen pflegt, stützen sie diese direkt. Die Entfernung der Längsträger ist bei allen diesen Anordnungen durch die Konstruktionsweise der Fahrbahntafel an bestimmte enge Grenzen gebunden; beispielsweise bei Buckelplatten durch die Seitenlänge des der verlangten Tragkraft entsprechenden Kalibers u. s. w. Je näher man die Längsschwellen aneinander bringt, desto schwächer fallen diese, sowie die Bestandteile der Fahrbahntafel aus, desto gröfser wird aber ihre Anzahl, durch sie wird zunächst die Inanspruchnahme der Querträger und weiter das Gesamtgewicht der Brücke beeinflusst. Es ist klar, dafs im allgemeinen jene Entfernung der Längsträger die zweckmäfsigste ist, bei welcher die Gesamtkosten der Konstruktion für die gewählte allgemeine Anordnung ein Minimum wird. Mathematische Untersuchungen dieser Art hat namentlich Winkler in eingehender Weise angestellt. Es ist jedoch einzusehen, dafs Formeln hierbei nur ganz ungefähre Anhaltspunkte geben, und die Wahl unter den zur Verfügung stehenden Typen erleichtern können; für jede specielle Konstruktion ist die Berechnung durchzuführen und der Einflufs günstig scheinender Abänderungen zu untersuchen.

Das geringste Eigengewicht g der Querträger und Zwischenträger f. d. lfd. m eines Gleises findet nach dem genannten Verfasser statt, wenn für Eisenbahnbrücken die Entfernung l der Querträger die nachstehenden Werte erhält; b bezeichnet die Länge derselben in m:

	Blechquerträger		Gitterquerträger	
	Zwischenträger aus I-Eisen.	Zwischenträger; Blechträger.	Zwischenträger aus I-Eisen.	Zwischenträger; Blechträger.
Eingleisige Brücke	$l = 0,46 + 0,44b$	$l = 0,59 + 0,72b$	$l = 0,39 + 0,50b$	$l = 0,50 + 0,65b$
Zweigleisige Brücke	$l = 0,20 + 0,42b$	$l = 0,25 + 0,54b$	$l = 0,44 + 0,33b$	$l = 0,58 + 0,42b$

dann ist das Minimalgewicht $130 + 39b$ in kg f. d. lfd. m eines Gleises für eingleisige Brücken; $157 + 31b$ f. d. lfd. m eines Gleises für zweigleisige Brücken.

Bei Straßentrassenbrücken ergeben sich passende Abstände l für die Querträger, wenn b den Abstand der Hauptträger bzw. die Länge der Querträger in m, aus nachstehendem:

Die Zwischenträger sind:	Wagenart.	Raddruck in t.	Werte von l in m	
			Blechquerträger.	Gitterquerträger.
I-Träger	Leichte Wagen . .	1,5	$1,72 + 0,30b$	$0,57 + 0,19b$
	Schwere Wagen . .	3,0	$1,44 + 0,25b$	$0,56 + 0,19b$
	Sehr schwere Wagen	5,0	$1,27 + 0,22b$	$0,53 + 0,18b$
Blechträger	Leichte Wagen . .	1,5	$1,61 + 0,28b$	$0,53 + 0,18b$
	Schwere Wagen . .	3,0	$1,72 + 0,30b$	$0,66 + 0,22b$
	Sehr schwere Wagen	5,0	$1,63 + 0,28b$	$0,68 + 0,23b$

Bei diesen Brücken erhält man für die günstigste Entfernung c der Längsträger:

Trägerart.	Wagenart.	Raddruck in t.	Werte von c in m für eine Brückentafel von		
			Zores-Eisen.	Wellenblech.	Hängeblech.
I-Träger	Leichte Wagen . .	1,5	$0,88 + 0,06l$	$0,98 + 0,07l$	$1,28 + 0,09l$
	Schwere Wagen . .	3,0	$0,61 + 0,07l$	$0,68 + 0,08l$	$0,88 + 0,10l$
	Sehr schwere Wagen	5,0	$0,52 + 0,09l$	$0,57 + 0,10l$	$0,75 + 0,13l$
Blechträger	Leichte Wagen . .	1,5	$0,79 + 0,12l$	$0,88 + 0,13l$	$1,15 + 0,17l$
	Schwere Wagen . .	3,0	$0,62 + 0,09l$	$0,68 + 0,10l$	$0,89 + 0,13l$
	Sehr schwere Wagen	5,0	$0,55 + 0,08l$	$0,61 + 0,09l$	$0,80 + 0,12l$

Hierin bedeutet l die Länge der Zwischenträger bzw. den Abstand der Querträger in Meter.

Hinsichtlich der Wahl der Höhe für die sekundären Längsträger ist zu bemerken, daß man bei Anwendung von I-Trägern meist an die vorhandenen Kaliber gebunden ist, welche, sofern man sich der deutschen Normalprofile für Walzeisen (s. Kap. VII, S. 97) bedient, ohnedies ein günstiges Verhältnis zwischen Materialaufwand und verlangter Tragkraft besitzen. Bei Anordnung von Blechträgern, wie solche bei größerer Entfernung der Querträger und beschränkter Auswahl großer I-Kaliber zur Verwendung gelangen, wird der Materialaufwand möglichst klein, wenn man $h = \sqrt{\frac{20M}{5k\delta}}$ wählt, worin δ die Stehblechstärke, M das größte Moment der äußeren Kräfte, welches der Träger aufzunehmen hat, k die zulässige Inanspruchnahme des Materials bedeutet. Handelt es sich um Herstellung einer möglichst geringen Höhe für die Konstruktion der Fahrbahn, so kann dies einen Grund zur Herstellung der Zwischenträger in Stahl abgeben, da die größere Festigkeit dieses Materiales eine bessere Ausnutzung des Querschnittes zuläßt und das Eigengewicht infolge dessen bedeutend kleiner ausfällt, als bei Verwendung von Schmiedeeisen; ein Beispiel dieser Art bildet die Brücke bei Kuilenburg. Hierbei ist aber die zur Zeit noch nicht beseitigte Unzuverlässigkeit dieses Materiales bei Erschütterungen nicht unberücksichtigt zu lassen, sowie der Umstand, daß die beim Befahren der Brücken entstehenden Stöße auf die Zwischenträger ziemlich unvermittelt übertragen werden. In Amerika soll man deshalb für jene Träger den

Stahl nur selten anwenden, obwohl er dort bei Brückenbauten im übrigen in ausgebreiteter Weise benutzt wird.

Für die Verbindung der Längsträger mit den Querträgern schafft man, falls erstere nicht auf den letzteren liegen, passende Auflager, oder faßt das Stehblech der Längsträger zwischen Winkeleisen, welche an der Blechwand oder der Vertikalen des Querträgers befestigt sind, durch die nötige Anzahl Niete. Zweckmäßig ist es jedoch, auch in diesem Falle durch ein angenietetes Stück Winkeleisen ein direktes Auflager zu schaffen. Die süddeutsche Brückenbau-Aktien-Gesellschaft hat auf Gerber's Veranlassung gelenkförmige Anschlüsse für die Längsträger zur Durchführung gebracht, eine sehr beachtenswerte Konstruktion.

Wird ein sekundärer Längsträger zur Unterstützung einer Schiene angewendet, so ist es zweckmäßig, die Träger so zu wählen, daß die Bruchgrenze bei beiden für dieselbe Belastung erreicht wird. Wäre dies nicht der Fall, so würde der eine der beiden Träger nicht voll ausgenutzt. Wir bezeichnen die auf den oberen Träger bezüglichen Daten mit dem Index 1, die auf den unteren mit dem Index 2. Die Bedingung, daß die elastische Linie für beide dieselbe Form haben müsse, liefert die Gleichung:

$$\frac{d^2 y}{dx^2} = \frac{M_1}{E_1 J_1} = \frac{M_2}{E_2 J_2};$$

die Bedingung, daß beide eben bis zum Eintreten der zulässigen Inanspruchnahmen k_1 und k_2 belastet werden dürfen, die Gleichungen: $M_1 e_1 = J_1 k_1$, $M_2 e_2 = J_2 k_2$.

Setzt man die aus den unteren Gleichungen entwickelten Werte von J_1 und J_2 in die obere Gleichung ein, so erhält man die einfache Bedingung:

$$\frac{e_1}{e_2} = \frac{k_1}{k_2} \cdot \frac{E_2}{E_1}. \text{ Für gleiches Material ergibt sich hieraus } \frac{e_1}{e_2} = 1.$$

Die zu verbindenden Träger sind mithin — symmetrische Formen vorausgesetzt — gleich hoch zu machen. Ist der obere Träger Schmiedeeisen, der untere Holz, so hat man $\frac{e_1}{e_2} = \frac{3600}{600} \cdot \frac{120}{2000} = 0,36$, d. h. der Holzbalken ist etwa dreimal so hoch als die Schiene zu gestalten.

Die Querträger finden sich in Holz, Gußeisen, Schmiedeeisen und Stahl durchgeführt. Während ersteres Material noch immer bei einfachen Hängebrücken zur Verwendung gelangt, wird Gußeisen aus den eingangs erörterten Gründen wohl kaum mehr benutzt. Ein Beispiel zeigt die Querkonstruktion der Kettenbrücke über die Donau in Budapest, s. T. II der vierten Abteilung, F. 5 u. 6. Dieselbe Tafel bringt Beispiele der Anwendung hölzerner Querträger bei Hängebrücken.

Bei der Durchführung in Schmiedeeisen oder Stahl kommt namentlich die Frage in Betracht, ob der Querträger als Blech- oder als Gitterträger zu konstruieren und welche Form in jedem der angegebenen Fälle der Gurtung des Querträgers zu geben sei, um ein möglichst geringes Gewicht bei zweckmäßiger und leicht durchführbarer Montierung zu geben. Für den Materialaufwand spielt namentlich auch die Konstruktionshöhe eine wichtige Rolle, in vielen Fällen ist jedoch diese bereits durch die Höhenlage der Fahrbahn an ganz bestimmte Grenzen gebunden. Winkler giebt für die günstigste Höhe:

Blechträger mit parallelen Gurten.

Gitterträger mit parallelen Gurten.

$$\begin{aligned} \text{Eingleisige Bahn: } h &= 0,416 \sqrt{\frac{D(b^2 - c^2)}{k(b\delta + 46)}}, & h &= 0,069 \sqrt{\frac{D(b^2 - c^2 + 3,2a^2)}{k + 0,03D}}, \\ \text{Zweingleisige Bahn: } h &= 0,466 \sqrt{\frac{D(b^2 - 5,6c^2)}{k(b\delta + 65)}}, & h &= 0,082 \sqrt{\frac{D(b^2 - 5c^2)}{k + 0,046D}}. \end{aligned}$$

Ferner bei Straßenbrücken:

$$\begin{aligned} \text{Leichte Wagen . . . } h &= (0,08 + 0,013 l) (1 + 0,19 c) b, \\ \text{Schwere Wagen . . . } h &= (0,10 + 0,013 l) (1 + 0,19 c) b, \\ \text{Sehr schwere Wagen . } h &= (0,12 + 0,013 l) (1 + 0,19 c) b, \end{aligned}$$

(h Trägerhöhe in m, D grösster Einzeldruck auf den Querträger in t; b Querträgerlänge, c Entfernung der mittleren Längsträger voneinander, a Entfernung der äussersten Längsträger vom Hauptträger, l Entfernung der Querträger, sämtlich in m; δ Blechstärke des Stehbleches in mm, k die zulässige Inanspruchnahme in t f. d. qcm).

Diese Regeln bieten jedoch nur ungefähre Anhaltspunkte; durch Anordnung polygonaler Gurte kann man das Gewicht noch etwas herabdrücken.

Beispiele, betreffend die Verbindung der Querträger mit den Tragwänden, welche mit Hilfe von Anschlußblechen, die zugleich als Versteifung dienen, geschieht, bieten die Figuren 5, 18 und 21, T. III u. a. Ferner ist aufmerksam zu machen auf F. 16, T. II, Brücke bei Soutie (nicht Souticich); bei der dargestellten Anordnung macht der am Ende schwache Querträger die Einspannungs-Momente gering und verhindert das Übertragen derselben nach aufsen als Torsion. Ähnliches gilt von der in F. 15, T. III vorgeführten Konstruktion, welche auch Zwischenträger aufweist, welche der Schienenneigung entsprechend schräg gestellt sind. — Von anderen die Querträger und ihre Verbindung mit den Hauptträgern betreffenden Einzelheiten wird in Kap. X die Rede sein.

C. Fusswege, Konsolen und Geländer.

§ 17. Fusswege und Konsolen.

Über das Vorkommen der Fusswege und über die Anforderungen, welche an dieselben bei Eisenbahn- und Strassenbrücken zu stellen sind, ist in den Paragraphen 16

Fig. 36.

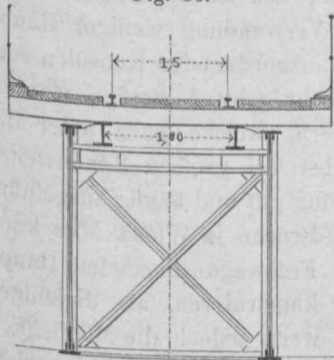


Fig. 38.

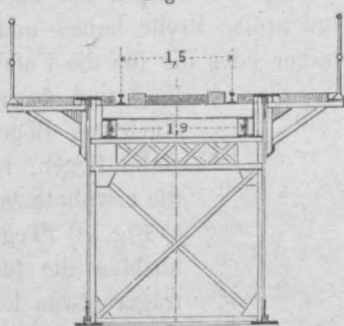
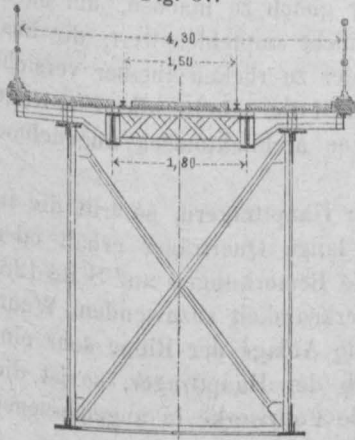


Fig. 37.



bis 19 des VII. Kapitels bereits das Erforderliche gesagt; es handelt sich jetzt darum, die betreffenden Konstruktionen zu erörtern.

Bei Eisenbahnbrücken mit hochliegender Bahn wendet man nur bei kleinen Spannweiten eigene Träger für die Fuss-

wege an, s. S. 142 jenes Kapitels, bei gröfseren Spannweiten können dieselben unterstützt werden:

- durch die Querschwellen des Oberbaues (Fig. 36), welche alsdann beiderseits über die Hauptträger soweit vorragen, als die Breite der Fusswege erfordert,
- durch die in angemessener Weise verlängerten Querträger, s. Fig. 37,
- durch Konsolen (Kragträger); s. Fig. 38.

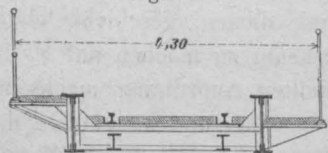
Da aber bei Bauwerken von grofser Länge durch die erwähnten Anordnungen erhebliche Kosten entstehen, so kann man bei diesen, wenn es sich um lediglich dem Bahnbetriebe dienende Fusswege handelt, auf besondere Wege verzichten, sollte dann aber einzelne Ausweichplätze

anlegen. Derartige Plätze sind beispielsweise bei dem Viadukt über das Oschütz-Thal bei Weida in Abständen von 18 m vorhanden; die Einzelheiten ergeben sich aus F. 17^a, T. III.

Dafs man bei kleinen Brücken besondere Fußwege entbehren kann, ist bereits an anderer Stelle erwähnt.

Bei Eisenbahnbrücken mit tief liegender Bahn werden die Fußwege bei ausreichendem Abstände der Hauptträger von den Querträgern unterstützt (F. 39b des VII. Kapitels, S. 139), während Konsolen zur Anwendung kommen, sobald die halbe Entfernung der Hauptträger voneinander kleiner ist, als 2 m plus der für die Fußwege als notwendig erachteten Zugabe (15 bis 20 cm), s. nebenstehende Fig. 39.

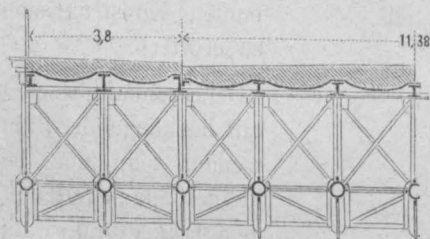
Fig. 39.



Bei den Straßenbrücken haben die Fußwege eine wesentlich grössere Bedeutung als bei den Eisenbahnbrücken; nur bei untergeordneten Straßenbrücken ist es zulässig, dieselben mit der Fahrbahn zu vereinigen. Bei einigermaßen entwickeltem Verkehr trennt man Fußwege und Fahrbahn voneinander, indem man die ersteren höher als letztere legt und zwischen beiden eine Rinne oder einen Schlitz zur Abführung des Tagewassers anbringt. Alsdann wird sowohl der Fahrbahn wie dem Fußwege ein Quergefälle nach der Rinne gegeben, worüber das Nähere in § 8 nachgesehen werden kann.

Bei kleinen Stützweiten (Überführungen von Straßen über Eisenbahnen mit Hilfe von Blechträger- oder Walzbalkenbrücken) und hoch liegender Bahn werden die Fußwege zweckmäfsig durch besondere Hauptträger unterstützt; das ist besonders zu empfehlen, wenn die Fußwege grofse Breite haben und bei Verwendung weniger Hauptträger entweder die Querträger oder die für die Fußwege anzuordnenden Konsolen sehr lang und demnach sehr schwer werden würden. Auch bei Bogenträgern, welche ganz unter der Bahn liegen, ist selbst bei grofsen Spannweiten die erwähnte Anordnung gut und häufig ausgeführt, s. Fig. 40 (Tegetthoff-Brücke in Wien). Man kann alsdann die für die Fußwege dienenden Hauptträger etwas leichter konstruieren, als diejenigen unter der Fahrbahn; wenn jedoch die Möglichkeit einer späteren Verbreiterung der Fahrbahn nicht

Fig. 40.



ausgeschlossen ist, so empfiehlt es sich mehr, alle Träger gleich zu machen, um nachheriger Verstärkungen nicht zu bedürfen. Es ist ferner nicht empfehlenswert, die äussersten Hauptträger für die Fußwege bis unter die Geländer zu rücken; besser versieht man die Hauptträger mit Konsolen, welche auf einen Teil der Breite die Fußwege tragen. Dadurch kann man an Material sparen und eine architektonisch angenehme Schattenwirkung erzielen.

Liegt die Bahn nicht auf, sondern zwischen den Hauptträgern, so tritt die in § 16 vorgeführte Schwierigkeit auf, dafs man entweder lange Querträger erhält oder erschwerten Querverkehr hat. Man vergleiche hierüber die Bemerkungen auf Seite 128. In diesem Falle ist der Rinnenanordnung besondere Aufmerksamkeit zuzuwenden. Wenn die Fußwege zwischen den Hauptträgern liegen, so ist die Anlage der Rinne sehr einfach; liegen die Fußwege aber auf Konsolen ausserhalb der Hauptträger, so ist die Rinne jedenfalls derartig zu legen, dafs durch dieselbe die Fuhrwerke in angemessener

Entfernung von den Hauptträgern gehalten werden; deshalb muß ein Teil des Fußweges zwischen den Hauptträgern angebracht werden, während der größere Teil desselben außerhalb liegt, vergl. F. 18, T. II.

Das Maß der Erhöhung des Fußweges über die Fahrbahn muß innerhalb solcher Grenzen bleiben, daß ein bequemer Verkehr möglich ist. Als geringste Höhe ist etwa 8 bis 10 cm, als größte 25 bis 30 cm anzunehmen. Diese Grenzwerte dürfen aber nicht durchweg vorhanden sein, während sie an einzelnen Stellen zulässig erscheinen. Als gute Mittelwerte können die Maße 13 bis 20 cm gelten.

Die Fußwege bestehen, wie die Fahrbahn, aus einem tragenden Teile, der Fußwegetafel und dem Teile, auf welchem der Verkehr stattfindet, der Fußwegdecke. Beide Teile sind vereinigt, wenn der Fußweg durch einen einfachen Bohlenbelag gebildet ist, dessen Stärke je nach der freien Länge der Bohlen 6,5 bis 10 cm beträgt; für die Berechnung kann die Annahme gemacht werden, daß ungünstigstenfalls auf je 0,5 m Bohlenlänge eine Last von 75 kg (1 Mann) entfällt. Die Bohlen werden mit ihren Längsachsen entweder senkrecht oder parallel zur Brückenachse gelegt; die Kante nach der Fahrbahn zu ist mit einem kleinen Winkeleisen (60 . 60 . 8 mm) gegen Beschädigungen durch gegenfahrende Wagen zu schützen. Die Befestigung des Winkeleisens erfolgt mittels versenkter Holzschrauben. Die Bohlen finden ihr Auflager auf Holz- oder Eisenbalken, welche auf den Querträgern und den Konsolen liegen, oder auch auf Holzbohlen, die auf die Konsolen aufgefuttern sind. Es ist nicht zu empfehlen, die Bohlen unmittelbar auf die obere Gurtung der Hauptträger zu legen: die Bohlen müssen dann an ihrer Unterseite für die Nietköpfe ausgearbeitet werden, die durch die oberen Gurtungen gehenden Befestigungsschrauben geben Veranlassung zum Fortlassen von Nieten, das Wasser zieht sich leicht längs der Unterseite der Bohlen nach den Hauptträgern.

Verwandt mit dem Bohlenbelag ist die in Frankreich vielfach angewandte Decke aus Riefelblechen, welche 4 bis 5 mm stark sind und 40 bis 50 kg pro qm wiegen, auch die neuerdings vorgeschlagenen Cementtafeln mit Eisen-Einlage (Monier-System).

Bei Brücken in lebhaften Straßen und großen Städten werden für die Fußwege vielfach Steinplatten verwendet, hauptsächlich Sandstein und Granit. Diese Platten werden entweder nur an zwei Seiten oder an allen vier Seiten unterstützt (vergl. weiter unten Fig. 42 a u. 42 b); in der Berechnung wird meistens nur zweiseitige Unterstützung angenommen. Es ist selbst bei gutem Material die Steinstärke nicht zu gering anzunehmen; 8 bis 10 cm Stärke dürfte als Minimum gelten. Man findet die Steinplatten auch vollständig in Schotterbettung gelagert; alsdann ist natürlich geringe Stärke zulässig.

Auch Beton mit darüber befindlichem Asphalt bzw. mit Cementguß kommt vielfach als Fußwegdecke vor, hauptsächlich wenn die Fußwegetafel aus Eisen besteht. Die Betonstärke über den höchsten Stellen der Fußwegetafel kann gering sein; 3,5 bis 5 cm genügt.

Die Fußwegetafel kann wegen der geringeren auf sie wirkenden Lasten leichter sein, als die Fahrbahntafel. Besonders wichtig sind für die Bildung derselben das Wellblech, das Belageisen, die Buckelplatten. Von allen diesen gilt mit den selbstverständlichen Abänderungen das in § 12 bis 14 Gesagte; im besonderen möge darauf hingewiesen werden, daß man die Belageisen hier mit weiteren Zwischenräumen verlegen kann, als bei der Fahrbahn, wenn man sie nicht der einfachen Konstruktion halber über Fahrbahn und Fußweg durchgehen läßt. Wenn man jene weiteren Zwischenräume anwenden will, so legt man die Belageisen unter den Fußwegen zweckmäßig parallel der Brückenachse, während sie unter der Fahrbahn vielfach senkrecht zur Achse

angeordnet sind. Die Buckelplatten werden unter den Fußwegen gern als stehende Buckelplatten verwendet; man erreicht dadurch leicht den gewünschten Höhenunterschied zwischen Fußweg und Fahrbahn, ohne viel todttes Material, Beton u. dergl. anbringen zu müssen, welches das Eigengewicht unliebsam vergrößert. Der Nachteil schlechter Entwässerung der Zwickel, welcher den stehenden Buckelplatten der Fahrbahn anhaftet, ist hier nicht vorhanden, weil die Fußwegdecke ohne Schwierigkeit dicht hergestellt werden kann.

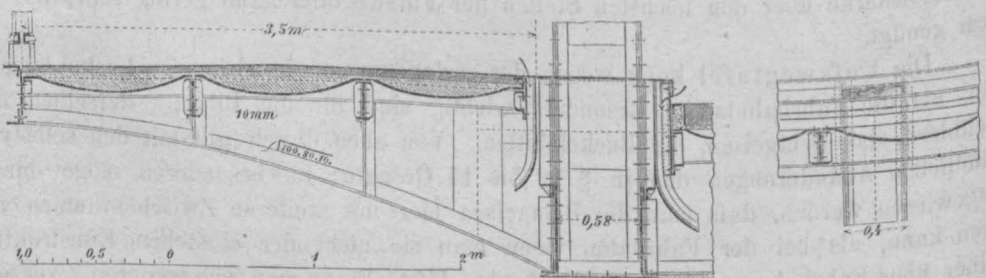
Was die Abführung des Tagewassers anlangt, so kann man zwei Hauptarten unterscheiden: Entweder wird das Wasser in einer fortlaufenden Rinne fortgeführt, welche wie bei den gewöhnlichen Straßen zwischen Fußweg und Fahrbahn verläuft oder es ist jederseits der Fahrbahn ein Spalt angeordnet, nach welchem sowohl Fahrbahn wie Fußweg entwässern. Diese letztere Anordnung führt das Wasser an allen Stellen des Schlitzes nach unten ab, ist also nur zulässig, wenn die Art des zu überbrückenden Verkehrsmittels dieses erlaubt, demnach über einer Eisenbahn bezw. einem Flusse, nicht aber über einer Strafe. Allgemeiner Grundsatz ist, daß das Tagewasser von den tragenden Konstruktionsteilen ferngehalten, daß ein Einfrieren der Rinne, ein Beschädigen von Personen und Pferden durch die Konstruktion der Rinne bezw. des Spaltes möglichst erschwert werden muß.

Einen Schlitz bei Holzbelag zeigt F. 5, T. II, einen solchen für Steinbahn F. 8, T. XI; ein Festklemmen der Füße durch Unvorsichtigkeit darf nicht möglich sein. Die Querträger sind durch Zinkabdeckung u. dergl. gegen das Wasser zu schützen.

Besser ist die Anordnung einer jederseitigen Rinne, welche sowohl bei Holzbelag, wie bei Steindecke der Fahrbahn und der Fußwege möglich ist. Die Rinne kann durch Holzbalken, Bordsteine, sowie durch Formeisen (E-Eisen, Zores-Eisen), welche der Brückenachse parallel laufen, gebildet sein. Die Formeisen sind gegen das Einfahren der Räder sowie dagegen zu schützen, daß die Pferde mit ihren Hufen hineintreten; es ist zu dem Zwecke der Fußwegbelag zweckmäßig über das Rinneneisen hinaus vorzuzukragen.

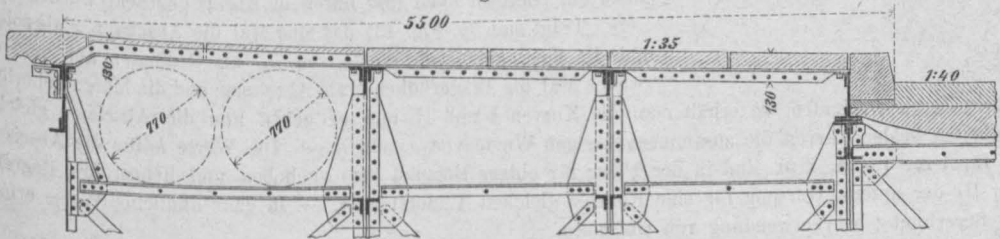
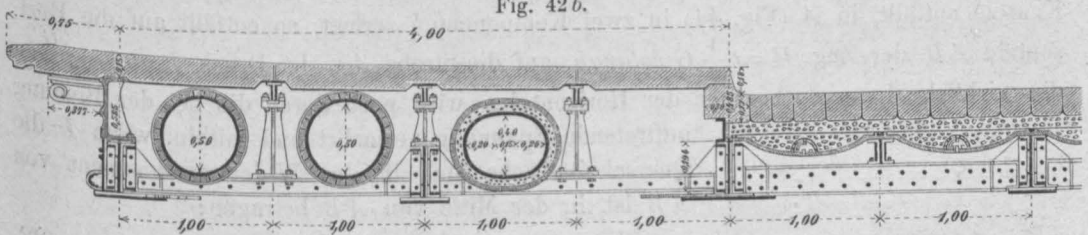
Wenn die Brücke von der Mitte nach den Ufern zu genügendes Gefälle hat, so erfolgt die Abführung des Wassers nach den Uferpfeilern zu, wo dann die Beseitigung leicht möglich ist. Bei kurzen Brücken und geringem Gefälle bezw. selbst bei wagrechter Fahrbahn kann man durch ein nach den Uferpfeilern zu wachsendes Quergefälle das nötige Rinnengefälle erreichen. Bei langen horizontalen oder wenig von der Wagrechten abweichenden Brückenfahrbahnen ist das Wasser nach bestimmten tiefsten Stellen der Rinnen zu führen und von diesen durch Abfallrohre abzuführen. Diese Anordnung ist in Fig. 41 vorgeführt; die Abfallrohre sind aus Winkeleisen und Blech hergestellt.

Fig. 41.



Über die in vorstehendem besprochenen Anordnungen der Rinnen ist namentlich auch Taf. XIV zu vergleichen.

Städtische Straßenbrücken dienen in der Regel auch zur Überführung der Wasserleitungsröhren und Gasröhren. Dieselben finden gewöhnlich ihren Platz unter den höher als die Fahrbahn liegenden Fußwegen; auf ihre Anlage und Gröfse ist von vornherein Rücksicht zu nehmen, weil die Röhren auf die Einzelheiten der Unterstützung der Fußwege erheblichen Einfluß haben können. Es kommen zwar auch Leitungsröhren vor, welche außerhalb der Fußwege von verlängerten Querträgern (F. 1, T. II) oder solche, welche von angemessen ausgebildeten Geländerstützen getragen werden; diese Anordnung ist aber weniger zu empfehlen, weil bei derselben die Röhren der Witterung mehr ausgesetzt sind. Bei der zuerst bezeichneten Lage hat man womöglich unter der Bahn der Fußwege einen Raum von solcher Gröfse zu schaffen, daß Röhren gewöhnlicher Art verwendet werden können. In dem Falle, welchen Fig. 42 *a* (Sandkrug-Brücke in Berlin) vorführt, ist dies teils durch Senkung der Querverbindungen, teils dadurch bewirkt, daß die Winkeleisen, welche die Steinplatten tragen, oberhalb der Röhren umgedreht sind. Bei sehr beschränktem Raume kann man den Querschnitten von Gasröhren eine elliptische oder selbst die Form eines liegenden Rechtecks geben. Gasröhren mit elliptischem Querschnitt zeigt Fig. 42 *b* (Michael-Brücke in Berlin).¹⁹⁾ Daß sämtliche Leitungsröhren durch Mäntel vor Frost zu schützen sind, wenn der Raum nicht ausreicht, um dieselben in ein kanalartiges Gehäuse zu legen, sei nebenbei bemerkt. Man vergleiche auch Kap. V, S. 473.

Fig. 42 *a*.Fig. 42 *b*.

Konsolen als Fußwegträger findet man in Guß- und Schmiedeisen konstruiert. Das erstgenannte Material bietet Gelegenheit zu reichlicher Ausschmückung, vergl. F. 22, T. III. Die schmiedeisernen Konsolen sind:

1. Blechträger (F. 5, T. II). Zwischen einem oberen horizontalen und einem unteren gerade oder geschweift ansteigenden Winkeleisenpaar befindet sich die versteifende Blechwand, der Untergurt kann fehlen, in welchem Falle der Querschnitt T-förmig wird. Setzt man das Gewicht des Geländers, welches auf eine Konsole entfällt, mit g , f. d.

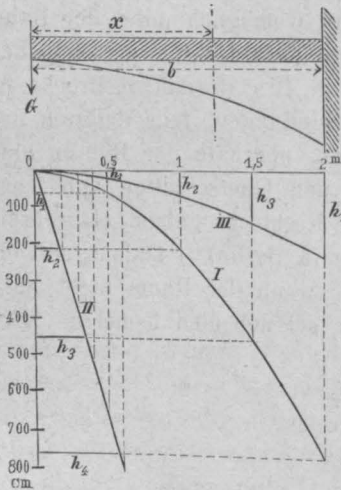
¹⁹⁾ Fig. 42 *b* zeigt den Schnitt durch den Scheitel dieses als Bogenbrücke konstruierten Bauwerks. Alle Hauptteile sind im Scheitel gestoßen; der Querschnitt der Laschen u. s. w. tritt in der Figur durch kräftige schwarze Linien hervor.

lfd. m, das Gewicht des Fußweges mit g_2 für 1 m Breite an, so ist für einen Querschnitt vom Abstände x vom äußersten Ende das Angriffsmoment

$$M_x = g_1 x + \frac{g_2 x^2}{2} \text{ und das nötige Widerstandsmoment } J_x = \frac{M_x}{k},$$

wenn k die zulässige Inanspruchnahme. Zweckmäfsig nimmt man nun die Winkeleisen und die Blechwandstärke an und rechnet für eine Reihe von Höhen h_i des Querschnittes das Widerstandsmoment, wodurch sich die für einzelne Werte von x nötigen Höhen ergeben.

Fig. 43.



Wir berechnen z. B. eine Konsole für $b = 2$ m, die Entfernung zweier Konsolen 3 m, Geländergewicht 0,075 t f. d. lfd. m, Eigengewicht 0,300 t f. d. qm und zufällige Last 0,400 t f. d. qm; dann ist das Moment

$$M_x = 0,225 x + \frac{2,1 x^2}{2} \text{ mt.}$$

Dies giebt bei $k = 0,6$ t f. d. qcm:

$x =$	0,5	1,0	1,5	2,0 m,
$M_x =$	37,5	127,5	270	465 cmt,
$\frac{M_x}{k} =$	62,5	212,5	450	775 ccm.

Nimmt man 4 Winkeleisen zu $\frac{60 \cdot 60}{8}$ mm und ein Stehblech von 8 mm Stärke an, so ergibt sich für

$h =$	20	30	40	50	60 cm,
$\frac{2J}{h} =$	242	385	531	680	810 ccm,

wobei ein Nietloch oben und unten in Abzug gebracht wurde.

Trägt man (s. Fig. 43) das eine Mal die Abscissen x als solche und die dazu gehörigen Werte von J_x als Ordinaten auf, und ein zweites Mal die Trägerhöhen h als Abscissen und die hierzu gehörigen Ordinaten beider Kurven die zusammengehörigen Werte von x und h . — Die Werte h für die Abscissen 0,5 m, 1 m, 1,5 m, 2 m sind in der Figur für obiges Beispiel hervorgehoben und liefern die Begrenzung III der unteren Gurtung für eine Konsole gleichen Widerstandes. — In ganz ähnlicher Weise erfolgt die Berechnung bei Verwendung von Gussseisen.

2. Strebenkonsolen. Denkt man sich die halbe Totallast G , welche auf eine Konsole entfällt, in A (Fig. 44) in zwei Komponenten zerlegt, so entfällt auf die Horizontale AB der Zug $H = \frac{1}{2} G \cotang \alpha$, auf die Strebe AC der Druck $P = -\frac{G}{2 \sin \alpha}$, die wirkliche Inanspruchnahme der Horizontalen wird noch durch die bei der Biegung auftretende Spannung vermehrt und mithin, wenn F die Querschnittsfläche und W das Widerstandsmoment von AB ist, in der Mitte von AB betragen:

$$\sigma = \frac{G \cotang \alpha}{2 F} + \frac{G b}{8 W} \dots \dots \dots 22.$$

Am besten verfährt man nun wieder, indem man für einzelne angenommene Querschnitte den Wert σ rechnet und jene Kaliber beibehält, welche für σ einen der zulässigen Grenze möglichst nahe liegenden Wert ergeben. Für die vorläufige Annahme von F kann man sich, zwei Winkeleisen vorausgesetzt, der Näherungsregel $F = 24 G b$ qcm bedienen, in welcher G und b in t bzw. in m einzuführen sind.

Die nötige Querschnittsfläche der Strebe ist, unter Berücksichtigung ihrer freien Länge für Einknicken, direkt durch die Formel $F' = \frac{P}{k'}$, wenn k' die hiernach zulässige Inanspruchnahme auf Druck, bestimmt, fällt aber in der Regel so schwach aus, daß man im Interesse leichterer konstruktiver Durchführung und sicherer Befestigung den Querschnitt größer wählt. — Eine hierher gehörige Anordnung zeigt F. 18, T. II.

3. Fachwerkskonsolen. Häufig schaltet man bei größerer Länge der Konsole zwischen Strebe und Horizontale noch Fachwerksstäbe ein. F. 24, T. III zeigt eine solche Konsole. Die Verbindung an den Knotenpunkten erfolgt durch einen Niet, besser durch zwei Niete, der Anschluß an den Träger und am spitzen Ende zweckmäfsig durch Laschenbleche. Die höchst einfache Berechnung geschieht nach der Theorie der Fachwerksträger, wobei man annimmt, dafs sich die Lasten zunächst nur an den Knotenpunkten übertragen. Bei der horizontalen Gurtung ist dies häufig nicht der Fall. Man wird dann gut thun, die erhaltene Spannung noch um den Wert der durch Biegung entstehenden Gröfse zu vermehren, wie dies in ganz ähnlicher Weise oben bei Betrachtung der Strebenkonsole geschah, jedoch hat hier natürlich in der Formel an Stelle von b die Entfernung der oberen Knotenpunkte zu treten.

In einzelnen Fällen, z. B. bei den Weichsel-Brücken zu Graudenz und Thorn, hat man kurze, vertikal begrenzte Schnäbel an den Hauptträgern angebracht und mittels derselben weiter vorkragende Balken gestützt, auf welchen die Decken der Fußwege ruhen. F. 13^s, T. XV zeigt diese Anordnung, jedoch ohne die genannten Balken.

§ 18. Geländer.

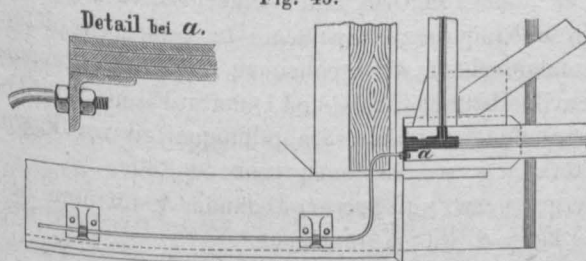
Geländer werden, wo die Träger nicht selbst schützende Wände zu beiden Seiten der Bahn bilden, als Schutz für die verkehrenden Menschen und Tiere bei Strafsenbrücken wohl stets nötig. Bei Eisenbahnbrücken fehlen sie in Europa mitunter, in Amerika meist, doch haben sie auch bei diesen für die verkehrenden Bahnwärter, ferner bei Unfällen, wenn Fußgänger die Brücken passieren müssen, sowie auch in ästhetischer Hinsicht einen gewissen Wert.

Eine in Österreich empfohlene Mafsregel ordnet an, dafs Geländer bei allen Brücken anzubringen sind, welche von der äufsersten Weichenspitze einer mit Distanzsignalen versehenen Station, Haltestelle oder Abzweigstelle nicht über 800 m oder aber von der Mitte einer Haltestelle, in welcher Zugkreuzungen nicht stattfinden und welche mit Distanzsignalen nicht versehen ist, nicht mehr als 200 m entfernt liegen. Bei Lokalbahnen wird der eben besprochene Sicherheitsbezirk ermäßigt und zwar für Stationen mit Distanzsignalen bis auf 100 m über diese Signale, für Stationen ohne Distanzsignale bis auf 400 m über die äufserste Weichenspitze und für Haltestellen ohne Zugkreuzung bis auf 100 m, von deren Mitte aus gemessen. Bei Bauwerken mit mehr als 20 m Länge zwischen den Schotterabschlufsschwellen sind Geländer anzubringen und bei vorkommenden Parallelfügeln auch über diese letzteren hinaus zu verlängern.

Bei Brücken mit tief liegender Bahn werden, wie gesagt, die Geländer ganz oder teilweise durch die Hauptträger ersetzt und es erübrigt nur, einzelne Geländerstangen nach Bedarf in jene einzufügen, s. F. 16, T. II, sowie F. 7 u. 8, T. III. Die letztge-

nannte Figur führt die Endbefestigung solcher Stangen vor, ferner die mit Futterringen versehenen Zwischenstellen und die Stofsverbindung der Stangen. Fig. 45 zeigt den Anschluß eines auf Parallelfügeln befindlichen Geländers an den Endständer einer Brücke mit tief liegender Bahn im Grundrifs.

Fig. 45.



Bei freistehenden Geländern ist von konstruktivem Standpunkte aus, welchen wir — hinsichtlich der Rücksichten, welche die Schönheit verlangt, auf die erste Abtheilung, Kap. VI, S. 549 u. ff. verweisend — allein im Auge behalten wollen, nötige Sicherheit gegen Umstürzen durch seitliche Kräfte, welches namentlich durch sich anlehrende Menschen erfolgen kann, das Haupterfordernis. Für Strafsenbrücken empfiehlt es sich, etwa 70, für Eisenbahnbrücken 50 kg f. d. lfd. m als horizontal an der Brustlehne oder Handleiste wirkende Kraft anzunehmen. — Die Höhe wählt man zwischen 0,8 und 1,2 m, am passendsten wohl rund 1 m.

Die Bestandteile eines Geländers sind: Die Geländerpfosten, welche in unmittelbarer Verbindung mit der Brückenkonstruktion stehen, der obere Horizontalabschluß: die Handleiste und die Geländerfüllung. Ausser von der genügenden Stärke der einzelnen Teile ist die Sicherheit namentlich noch von der Festigkeit der Verbindung der Geländerpfosten mit der übrigen Konstruktion abhängig.

Gufseiserne Ständer (T. III, F. 25, 26, 30) erhalten je nach den Anforderungen, welche die Gesamtform an das Geländer stellt, einen I-förmigen, kreuzförmigen, röhrenförmigen oder ähnlichen Querschnitt und werden am besten dadurch befestigt, daß man sie unten mit einer Fußplatte versieht, welche durch Schrauben niedergehalten wird; man ordnet, um das Kanten möglichst zu vermeiden, zweckmäfsig drei Schrauben an. Die Fußplatte ist durch Rippen, welche einen passenden Übergang vermitteln, gegen den Ständer zu versteifen. Die Schraubenbolzen erhalten etwa 18 mm Stärke.

Schmiedeiserne Pfosten (T. III, F. 27 bis 29) bekommen verschiedene Querschnitte (z. B. T-, JL-, L-förmig u. s. w.) oder werden aus Quadrat- und Rundeisen konstruiert; in letzterem Falle führt man sie bei Befestigung auf Holz wohl häufig unter einem Bundringe als Schraubenbolzen fort und setzt unter der Schwelle eine Mutter auf oder befestigt sie seitlich; bei Anordnungen auf Schmiedeisen erfolgt die Vereinigung mit den Winkeleisen der Brückenkonstruktion mittels durchgehender Schrauben; F. 27 zeigt ein Beispiel. Man vergleiche T. II, F. 1, 10 und T. III, F. 9 (Befestigung schmiedeiserner Geländerpfosten auf Holzschwellen bei österreichischen Eisenbahnbrücken).

Da bedeutende Unglücksfälle durch das Nachgeben des Geländers entstehen können, so ist die Konstruktion sehr sorgfältig auszuführen.

Die Handleisten (Brustriegel) erhalten passend ein oben abgerundetes Profil. In Gufseisen konstruiert, werden sie hier und da mit der Füllung in einem Stück gegossen; bei Schmiedeisen finden sich Rundeisen, Röhreneisen (z. B. Lokomotivsiederöhren), Winkeleisen, Flacheisen u. dergl. hierzu benutzt; um die Abrundung zu erzielen, hat man mitunter profilierte Holzleisten aufgelegt. Die Befestigung erfolgt je nach der Form des Pfostens und der Füllung in den verschiedensten Weisen durch Niete, Schrauben u. s. w.

Die Geländerfüllung wird hauptsächlich durch den architektonischen Charakter, welchen man dem Bauwerke zu geben gewillt ist, bedingt. Es ist jedoch auch zu erwähnen, daß bei Strafsenbrücken in der Nähe von Ortschaften eine gewisse Dichtigkeit erforderlich wird, um das Durchfallen von Kindern zu verhüten. In Gufseisen bieten die Füllungen der Natur des Materials entsprechend Gelegenheit zu reicherer ornamenter Entfaltung, in Schmiedeisen spielen Rundstäbe, Flach- und Quadrat-Eisen, Winkeleisen, Drahtgeflechte und dergl. als horizontale Stabreihen, Stabfüllungen mit vertikalen Stäben, Netzfüllungen mit geneigten Stäben u. s. w. eine entsprechende Rolle.

Als mittleres Gewicht schmiedeiserner bzw. gufseiserner Geländer kann man bei Eigengewichtsberechnungen 25 bzw. 75 kg f. d. lfd. m annehmen.

IX. Kapitel.

Theorie der eisernen Balkenbrücken.

Bearbeitet von

Fr. Steiner,

Diplom. Ingenieur, Professor an der deutschen technischen Hochschule zu Prag.

(Hierzu Tafel IV bis VII und viele Holzschnitte.)

§ 1. Vorbemerkungen.

Um die Ermittlung der Abmessungen der einzelnen Teile eines Trägers durchführen zu können, bedarf es der Kenntnis der in den einzelnen Teilen thätigen Kräfte. Die zunächst auf den Träger wirkenden äußeren Kräfte, wie die Belastung, der Wind, die Centrifugalkraft u. a., werden durch denselben auf die Stützen, die Widerlager, Pfeiler u. s. w. übertragen. Man kann nun den Träger nur für sich betrachten und muß dann die Wirkung der Stützen durch Gegenkräfte, die Stützenreaktionen, ersetzt denken, wodurch man den Träger in ein freies mechanisches System verwandelt, welches, abgesehen von den kleinen elastischen Formänderungen keine Bewegung machen darf, an dem also die äußeren Kräfte im Gleichgewichte sein müssen.

Die äußeren Kräfte eines Trägers müssen mithin ein im Gleichgewichte befindliches Kraftsystem bilden und diese Bedingung ermöglicht in vielen Fällen direkt die Bestimmung der zunächst unbekannten Stützenreaktionen, wenn die übrigen äußeren Kräfte bekannt sind.

Je nachdem man nun lediglich nach dem Gleichgewichtszustande der Kräfte forscht und von diesem aus die Bestimmung der unbekannten Reaktionen und inneren Kräfte vornimmt oder je nachdem man die unbedingt oder unter Umständen möglichen Bewegungen des elastischen Systems, welches den Träger darstellt, in Betracht zieht, wird die Theorie entweder eine statische oder eine kinematische.

Letztere, in der Entwicklung wesentlich jünger, hat gleichwohl bereits zu einer Reihe Vereinfachungen und eleganter Anwendungen geführt. Wir werden uns in nachstehendem beider Methoden, die in ihren Anwendungen selbstverständlich zu denselben Resultaten führen, unter Anführung der bezüglichen Quellen bedienen.

Beide Methoden sind der graphischen Behandlung fähig; erstere beruht in ihrem Urwesen auf dem Kräfte-, letztere auf dem Geschwindigkeits-Parallelogramm, mithin auf derselben geometrischen Grundlage.

Für die Beurteilung eines Trägers ist die Beschaffenheit seiner Auflager von größter Bedeutung. Liegen alle Kräfte, welche auf den Träger wirken, in einer Ebene

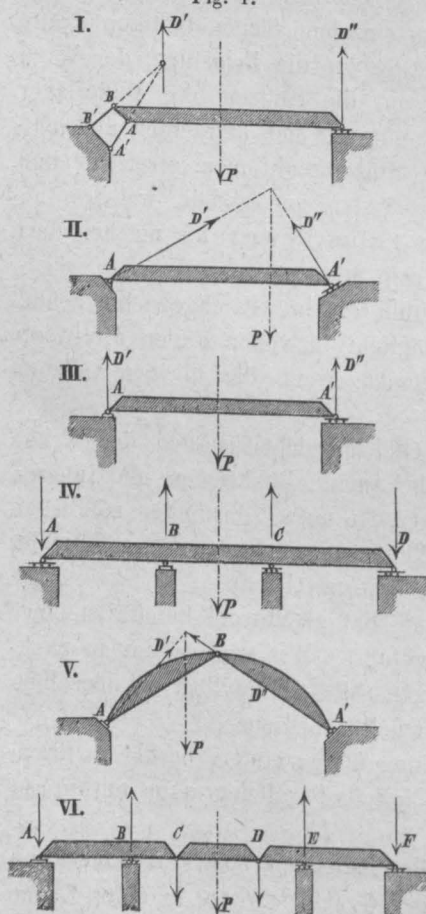
bezw. kann das in Betracht kommende Objekt durch ein ebenes System ersetzt gedacht werden, so kann ein Auflagerpunkt entweder vollständig festgehalten, oder es kann seine beim Auftreten äußerer Kräfte infolge der Formänderung entstehende Bewegung nur beschränkt werden, indem man ihn zwingt, hierbei auf einer gegebenen Linie zu bleiben, welche, da wir bei all unseren praktisch wichtigen Entwürfen nur sehr kleine Formänderungen voraussetzen, stets als Gerade betrachtet werden kann. Diesen Zwang nennt man eine dem Auflagerpunkte vorgeschriebene Auflagerbedingung.

Jedes Gleitlager repräsentiert kinematisch die Bedingung, daß sich der Auflagerpunkt auf einer bestimmten Geraden bewegen muß, statisch die Bedingung, daß die Reaktion des Auflagers senkrecht auf der Bahn stehen muß; mithin in beiden Fällen eine Bedingung. Das feste Auflager knüpft statisch oder kinematisch betrachtet zwei Bedingungen an sich, ein eingespanntes Trägerende deren drei.

Kräfte in einer Ebene, die sich im Gleichgewicht halten, müssen drei Bedingungen erfüllen, bezw. es stehen für die Ermittlung der Auflagerreaktionen drei Gleichungen zur Verfügung, welche z. B. so gegeben sein können, daß sie besagen, daß 1. die Summe der Horizontalkomponenten, 2. die Summe der Vertikalkomponenten und 3. die Summe der statischen Momente für irgend einen Punkt der Ebene gleich Null sein muß.

Um eine fortschreitende Bewegung des Trägers zu hindern, sind mindestens drei Auflagerbedingungen nötig. Sind nur drei solcher gegeben, so sagen wir, der Träger sei hinsichtlich der äußeren Kräfte „statisch bezw. kinematisch bestimmt“.

Fig. 1.



Man kann die statisch bestimmten Träger in zwei Gruppen teilen, von denen bei der einen die drei Auflagerbedingungen in drei verschiedenen Punkten vorgeschrieben erscheinen, während bei den Trägern der anderen Klasse zwei der Auflagerbedingungen sich auf denselben Punkt beziehen. Bisher sind nur die Träger der letzteren Klasse zur Anwendung gelangt.

In Fig. 1 zeigt I einen Träger als Beispiel der ersten Gruppe. Die Punkte A und B sind gezwungen, sich normal zu $A'A$ bzw. $B'B$ zu bewegen. D' und D'' versinnlichen die Richtungen der Auflager-Widerstände, welche einer angreifenden Kraft P das Gleichgewicht halten. Wir nennen die Anordnung der beiden Glieder $A'A$, $B'B$, welche einen festen Punkt ersetzen, ein imaginäres Gelenk. II stellt einen Träger der zweiten Art dar. An ihm ist A festgehalten, A' gezwungen, sich auf einer gradlinigen Bahn zu bewegen. D' und D'' geben wieder die einer äußeren Kraft P das Gleichgewicht haltenden Reaktionen.

Unter den statisch bestimmten Trägern der zweiten Klasse sollen hier zunächst nur jene näher hervorgehoben werden, bei welchen die Richtungslinie der geraden Auflagerbahn des einen Auflagerpunktes A' durch den anderen festgehaltenen Auflagerpunkt A geht. Nimmt man außerdem die Bahn

von A' horizontal an, so ergibt sich der allgemeine Typus des sogen. einfachen Balkenträgers III. Jede vertikale Kraft erzeugt in den Auflagerpunkten vertikale Auflagerreaktionen.

Unter den statisch unbestimmten Trägern ist hier zunächst nur jener Träger zu betrachten, welcher an einem Stützpunkte festgehalten ist, an allen übrigen Auflagerpunkten sich horizontal frei verschieben kann. Man hat es in diesem Falle mit einem kontinuierlichen Balken zu thun. Die Grundgleichungen der Statik reichen hier, wie bei allen Trägern dieser Kategorie, zur Bestimmung der Auflagerreaktionen nicht mehr aus, sondern es müssen letztere mit Hilfe gewisser Bedingungen, welche aus der elastischen Formänderung sich ableiten lassen, ermittelt werden.

Andere statisch unbestimmte Systeme sind z. B. der Bogenträger mit zwei Kämpfergelenken, der Bogen ohne Gelenke (vier bzw. sechs Auflagerbedingungen); sowie der beiderseits eingespannte Balken, bei welchen an jedem der beiden Auflager mindestens drei, also im ganzen mindestens sechs Auflagerbedingungen erfüllt sind u. s. w.¹⁾

In vielen praktischen Fällen wird zu Überbrückungen nicht ein Träger benutzt, sondern es kommen deren mehrere in Anwendung; alsdann kann entweder jeder der Träger für sich als abgeschlossenes Ganzes auftreten, wie dies bei einer Reihe von aufeinander folgenden einfachen Balkenbrücken der Fall ist, oder es können die Träger sich gegenseitig beeinflussen, in welchem Falle durch die Einwirkung der Träger aufeinander die zur ausreichenden Festlegung eines Trägers nötigen drei oder mehr Auflagerbedingungen sich erfüllen lassen. Ein bekanntes Beispiel dieser Trägerkonstruktionen bildet der Bogenträger mit zwei festen Kämpfergelenken AA' (siehe obige Fig. 1, V) und einem Scheitelgelenk B , welcher als Verbindung zweier starren Träger AB und $A'B$ aufgefaßt werden kann. A ist fest, B gezwungen, auf einem Bogen vom Radius $A'B$ zu bleiben, die Bahnreaktion in B ist daraus durch die Richtung $A'B$ bestimmt, hierdurch aber auch D'' , weil sich P , D' und D'' in einem Punkte schneiden müssen. Man sieht hieraus, daß sich der Träger dieser Art in zwei Träger von der Form II (Fig. 1) zerlegt. Die nähere Betrachtung dieser Konstruktion erfolgt in dem Kapitel über Bogenbrücken. Auch hier kann B durch ein imaginäres Gelenk ersetzt werden.

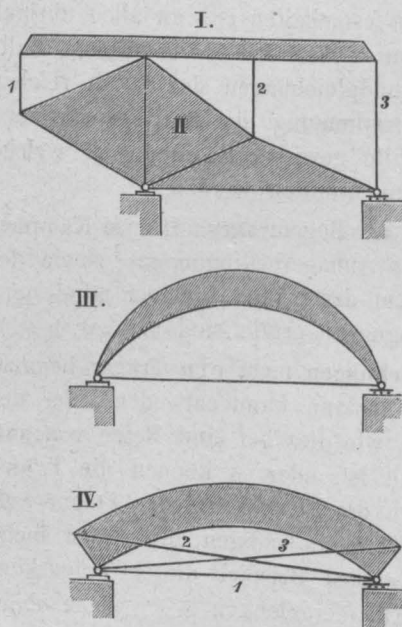
Eine wichtige Trägerkombination entsteht, wenn man zwei oder mehrere einfache Balkenträger derart verbindet, daß einer oder beide Stützpunkte eines einfachen Trägers durch die überragenden Enden eines benachbarten einfachen Trägers gebildet werden. Fig. VI zeigt eine solche Anordnung, welche namentlich von Gerber ausgebildet ist und deshalb den Namen Gerber-Träger führt. In diesem Falle sind die äußeren Kräfte in jedem einzelnen Träger bestimmt, da keiner derselben mehr als drei Auflagerbedingungen unterworfen erscheint. Auch hier kann man an Stelle reeller Gelenke imaginäre anordnen; doch gelangte letztere Kombination bisher nicht zur Durchführung.

Bei der allgemeinen Betrachtung der Träger von praktischer Bedeutung erscheint es zweckmäßig, gegebene Auflagerbedingungen durch fiktive Stäbe zu ersetzen und da-

¹⁾ Einen allgemein gehaltenen Beitrag zur Systemkunde der Träger, in welchem einzelne der hier ange-deuteten Gesichtspunkte ausführlich erörtert und durch Beispiele erläutert werden, lieferte A. Föppl in: „Theorie des Fachwerks“. Leipzig 1880. Siehe auch R. Land. Über die statische und geometrische Bestimmtheit der Träger. Centralblatt der Bauverw. 1887. Ferner die später citierten Abhandlungen von Winkler, Müller-Breslau u. a.

durch jedes Fachwerk auf den Fall zurückzuführen, in welchem man es mit einem festen und einem auf einer Geraden gleitenden Auflager zu thun hat, was stets möglich ist. Man macht dadurch den Träger zu einem in Bezug auf die äußeren Kräfte statisch bestimmten, das heißt einem solchen, für welchen die

Fig. 2.



in jedem Knotenpunkte angreifenden Kräfte ohne Berücksichtigung der Formänderung angegeben werden können. So läßt sich z. B. der kontinuierliche Träger I (Fig. 2) auf drei beweglichen und einer festen Stütze sofort auf den nebenstehenden Fall zurückführen, wobei II ein statisch bestimmtes Fachwerk aus unendlich starken Stäben und 1, 2, 3 Stäbe unendlich großen Querschnitts sind. Man wird sich die Untersuchung erleichtern, wenn man hierbei die Anzahl der benutzten fiktiven Stäbe auf ein Minimum bringt. Sind die Stützen des in Natur vorkommenden Trägers I nachgiebig, so wird man diesem Umstande Rechnung tragen können, indem man die Stäbe 1, 2, 3 durch entsprechend elastische ersetzt. Der Fachwerksbogenträger mit zwei oder drei Gelenken läßt sich auf einen einfachen Träger zurückführen, bei welchem die Unnachgiebigkeit des rechten Auflagers durch einen horizontalen Stab unendlich großen Querschnitts ersetzt ist. Der Bogen-

träger IV ohne Gelenke kann durch Einschaltung der fiktiven starren Stäbe 1, 2, 3 in einen einfachen Träger verwandelt werden. Die Spannungen der fiktiven Stäbe werden die Auflagerbedingungen ersetzen.

Durch derartige Annahmen kann jeder Träger hinsichtlich der äußeren Kräfte als statisch bestimmt betrachtet werden; die Ermittlung gewisser Auflagerreaktionen führt immer auf die Bestimmung der Spannungen notwendiger oder überzähliger Stäbe zurück.

Wir können daher in diesem Sinne im folgenden die äußeren Kräfte und Auflagerreaktionen unseres eventuell durch fiktive Teile ergänzten Trägers stets als gegebene Größen auffassen, was die allgemeine Untersuchung der Träger wesentlich vereinfacht.

§ 2. Einflußlinien.

Für die Berechnung der Brücken haben sich in neuerer Zeit die Methoden mittels Einflußlinien (Influenzkurven, Influenzpolygone) besonders zweckmäßig erwiesen, weshalb eine allgemeine mathematische Betrachtung derselben vorangeschickt werden möge.

Bewegt sich eine Last P längs einer Geraden und trägt man eine bestimmte Wirkung, welche sie an einer bestimmten Stelle erzeugt, im Lastangriffspunkte als Ordinate auf, so geben die Endpunkte dieser Ordinaten eine Linie, welche die Einflußlinie dieser Kraft hinsichtlich der genannten Wirkung und Stelle genannt wird.

In all jenen Fällen, wo die Wirkung der Kraft dieser direkt proportional ist, gestatten die Einflußlinien eine einfache übersichtliche Behandlung gewisser Aufgaben der Trägerlehre.

Bei manchen Aufgaben, wo die Veränderung der Hebelarme der Last schon bei sehr kleinen Formänderungen von Einfluß wird, so bei elastischen, dünnen Bogen, verstärkten Seilen u. s. w. wird die Durch-

biegung, das Moment u. s. w. nicht mehr der Last proportional, sondern ändert sich nach einer höheren Funktion. In diesen Fällen (z. B. bei exakten Untersuchungen der Bogen- und Hängebrücken) sind die in nachstehendem entwickelten Methoden unbrauchbar.

Ist u die Abscisse der Lastlage einer beweglichen Last P , v die Abscisse eines Punktes Q , für welchen eine bestimmte Wirkung y der Kraft in Frage kommt, so ist allgemein:

$$y = F(u, v) \cdot P.$$

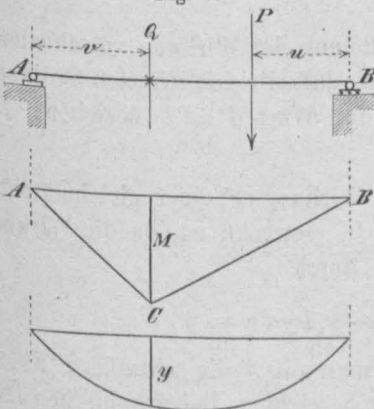
y kann hierbei z. B. das Biegemoment der äußeren Kräfte, die Spannung in der äußersten Faser eines Querschnittes in Q , die Durchbiegung im Punkte Q u. s. w. sein.

Für $u = C$, eine Konstante, wird $y = F(C, v) \cdot P$, die Wirkungslinie der Einzelast für eine bestimmte Stellung derselben in P .

Für $v = C$ und u variabel wird $y = F(C, u) P$, die Gleichung der Einflußlinie der Stelle Q für eine wandernde Einzellast.

In manchen Fällen gestattet die Funktion y eine Vertauschung der Größen u und v , ohne daß eine Wertänderung stattfindet (symmetrische Funktion). In solchen Fällen wird jede Wirkungslinie zugleich eine Einflußlinie und umgekehrt, was gewisse Untersuchungen wesentlich vereinfacht.

Fig. 3.



Beispiel 1. Ist AB (Fig. 3) ein einfacher Träger, so wird das Moment M der äußeren Kräfte für einen Querschnitt Q im Abstände v von A , wenn eine Einzellast P im Abstände u von B liegt,

$$M = \frac{v \cdot u}{l} P \text{ bzw.}$$

$$M = \frac{(l-u)(l-v)}{l} P,$$

je nachdem Q rechts oder links von P liegt.

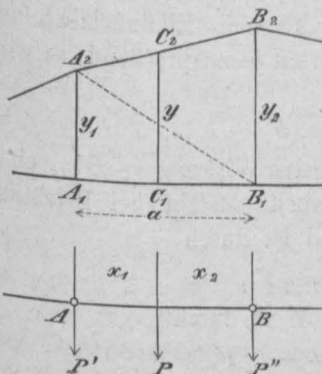
Die Funktion ist in Bezug auf u und v linear. Die Wirkungslinien bilden mit AB ein Dreieck ACB . Dieses Dreieck ist die Wirkungslinie, in unserem Falle die graphische Darstellung der Momente aller Punkte des Trägers AB für eine Einzellast P in Q ,

und da die Funktion in Bezug auf u und v symmetrisch ist, gleichzeitig auch die Einflußlinie für den Querschnitt Q für alle Lagen der Einzellast P .

Beispiel 2. Die Durchbiegung, welche eine Einzellast P in einem Punkte Q erzeugt, ist für einen Balkenträger vom Trägheitsmomente J und Elastizitätskoeffizienten E gegeben durch

Fig. 4.

$$y = \frac{u v}{6 E J l} (l^2 - u^2 - v^2) P.$$



Ist v konstant, so giebt y die Wirkungslinie, in unserem Falle die elastische Linie der Schwerpunktsachse des Trägers, für eine Einzellast in Q . Diese Linie ist aber zugleich die Einflußlinie für einen Punkt Q für die in Q entstehenden Durchbiegungen bei wandernder Einzellast.

Im Brückenbau insbesondere kommt es häufig vor, daß sich die Wirkung der Einzellasten nur in ganz bestimmten Punkten, den Knotenpunkten, Gurtungsanschlüssen u. s. w. auf den zu untersuchenden eigentlichen Träger übertragen kann. Nimmt man an, daß die Übertragung

einer Last zwischen den Angriffspunkten AB derselben auf das System so erfolge, als wenn zwischen denselben ein frei aufliegender Träger vorhanden wäre und ist a (Fig. 4) die Entfernung der fraglichen Knotenpunkte, so kann die Wirkung von P durch zwei Kräfte P' und P'' ersetzt werden, welche die Werte $\frac{x_2}{a} P$ und $\frac{x_1}{a} P$ annehmen. Sind y_1 und y_2 die den Lastlagen P' und P'' entsprechenden Ordinaten der Einflußlinie, so ist die Wirkung dieser beiden Kräfte durch

$$Py = y_1 P' + y_2 P'' = \frac{x_2}{a} y_1 P + \frac{x_1}{a} y_2 P = \frac{P}{a} [x_2 y_1 + x_1 y_2]$$

gegeben. Die analytische Entwicklung für die GröÙe $C_1 C_2$ liefert den Wert $\frac{x_2 y_1 + x_1 y_2}{a}$. Daraus folgt der Satz, daß unter diesen Verhältnissen die Einflußlinie zwischen zwei Knotenpunkten stets durch eine Gerade dargestellt erscheint.

Trägt man eine bestimmte Wirkung einer längs einer Geraden wandernden, nach GröÙe und Sinn gleichbleibenden Einzellast $P = 1$ am Lastangriffspunkte als Ordinate auf und kann sich die Last nur an bestimmten Punkten 1 2 3 ... auf den Träger übertragen, so ist die Einflußlinie ein gebrochener Zug, dessen Ordinaten den Wirkungen entsprechen, welche die Last $P = 1$ in den Punkten 1 2 3 ... stehend erzeugt.

Nunmehr wollen wir einige Regeln für die Ermittlung der Wirkung verschiedener Belastungsweisen unter der Voraussetzung kennen lernen, daß die gezeichneten Ordinaten y der Einflußlinien irgend einer Wirkung sich auf den Wert $P = 1$ beziehen. Die Gesamtwirkung möge mit Y bezeichnet werden.

1. Stetige gleichförmige Belastung. Die Wirkung Y einer gleichmäßigen Belastung p pro Einheit, welche sich von C bis D (Fig. 5) erstreckt, ist, da die Wirkung $dY = p du \cdot y$, durch

$$Y = p \int_{u_1}^{u_2} y du = p \cdot F$$

gegeben, wenn man mit F die schraffierte Fläche der Einflußfigur bezeichnet. Bei graphischen Darstellungen wird dabei die Bedeutung der Flächeneinheit wohl in Erwägung zu ziehen sein und sei hierfür auf spätere Beispiele verwiesen.

Für totale Belastung ist selbstverständlich der algebraische Wert der Gesamtfläche in Rechnung zu stellen. Ist F_1 die unter, F_2 die über der Abscissenachse liegende Einflußfläche und F_1 den positiven Werten y entsprechend, so wird für totale Belastung

$$Y = p (F_1 - F_2).$$

Die größte positive Wirkung $+ Y_{\max}$ einer Belastung q pro Einheit entsteht bei Belastung der Strecke AE und ist durch

$$Y_{\max} = q F_1,$$

der größte negative Wert durch

$$Y_{\max} = - q F_2$$

gegeben.

Fig. 5.

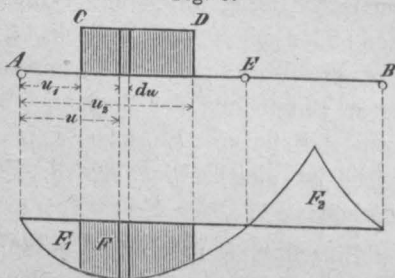
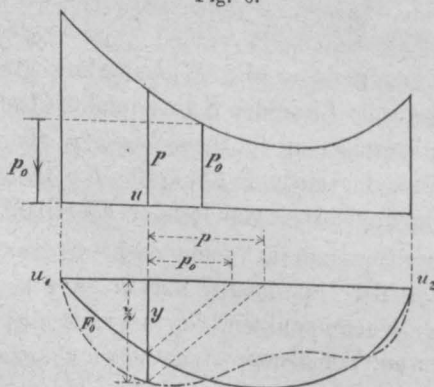


Fig. 6.



2. Ist die Belastung pro Einheit stetig ungleichförmig, also allgemein $p = f(u)$, so ist die Wirkung Y innerhalb CD durch

$$Y = \int_{u_1}^{u_2} p y \, du$$

gegeben. Macht man $z = \frac{p y}{p_0}$, was graphisch nach Fig. 6 geschehen kann, wo p_0 eine beliebige mittlere Belastungshöhe ist, so wird

$$Y = p_0 \int_{u_1}^{u_2} z \, du$$

und an Stelle der voll ausgezeichneten tritt für die Flächenbestimmung die Fläche F_0 zwischen der Achse und der strichpunktirten Linie.

3. Bestimmung der Wirkung eines Einzellastsystemes. Sind y_1, y_2, y_3 die Ordinaten der Einflußlinie für die Last $P = 1$ in jenen Punkten, an denen die Lasten P_1, P_2, P_3 u. s. w. stehen, so ist die Gesamtwirkung

$$Y = P_1 y_1 + P_2 y_2 + P_3 y_3 + \dots,$$

welcher Ausdruck auch sehr einfach graphisch ermittelt werden kann.

4. Bestimmung der gefährlichsten Belastungsweise. Soll die Wirkung Y ein Maximum werden, so dürfen

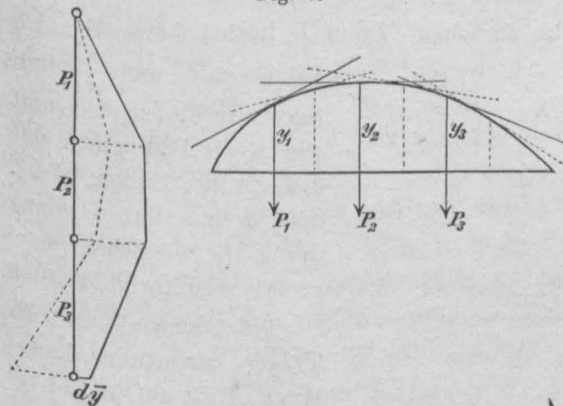
a. für stetige Belastungen nur die positive bzw. negative Wirkungen hervorruhenden Einflußstrecken mit Last bedeckt sein. Für diese teilweisen Belastungen erfolgt die Bestimmung selbst wie unter 2.

b. Soll für eine bestimmte Stellung eines Einzellastsystems Y ein Maximum werden, so wird man diese Stellung in vielen Fällen, wo die Einflußlinie eine stetige Kurve ist, durch Versuche praktisch ermitteln. Hierbei kann folgendes Verfahren von Wert sein. Für eine Verschiebung des ganzen Systems um du ändert sich Y um dY und für das Maximum muß $\frac{dY}{du} = 0$ sein, man erhält

$$\frac{dY}{du} = P_1 \frac{dy_1}{du} + P_2 \frac{dy_2}{du} + \dots = 0.$$

Die Werte $\frac{dy_1}{du}, \frac{dy_2}{du}$ sind die Werte der Tangenten an die Einflußlinie, s. Fig. 7.

Fig. 7.



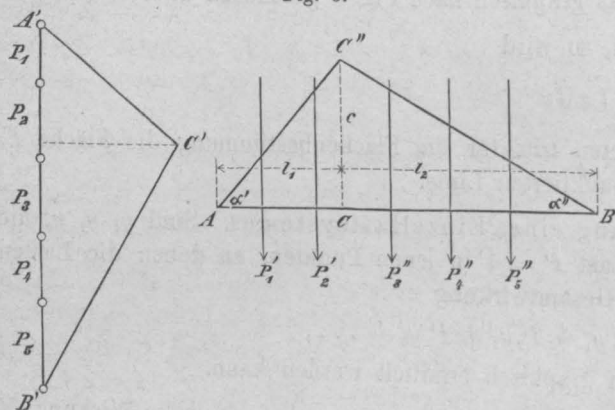
Für alle Fälle, wo die Einflußlinie ein Dreieck bildet, gilt der Satz, daß das Maximum von Y eintritt, wenn eine Last \bar{P} über dem fraglichen Querschnitt steht, welche in zwei positive Teile \bar{P}' und \bar{P}'' so geteilt werden kann, daß \bar{P}' zu den links vorn liegenden, \bar{P}'' zu den rechts liegenden Lasten zugeschlagen, rechts und links gleich große Belastungen pro Längeneinheit giebt. Das Kriterium, ob \bar{P} die richtige Last ist, ergibt sich daraus, daß sie einmal vollständig zu den linksliegenden, einmal zu den rechtsliegenden Lasten zu-

geschlagen, im ersten Falle ein größeres Übergewicht auf der einen, im zweiten auf der anderen Seite ergibt.

Beweis. Sind $P'_1 P'_2$ u. s. w. die Lasten links, $P''_3 P''_4 \dots$ die Lasten rechts des Querschnittes C , so sind die Tangenten der Neigungswinkel $\tan \alpha'$ und $-\tan \alpha''$, somit

$$\frac{dY}{du} = [(P'_1 + P'_2 + \dots) \tan \alpha' - (P''_3 + P''_4 + \dots) \tan \alpha''] = 0,$$

Fig. 8.



daraus, da

$$\tan \alpha' = \frac{c}{l_1}, \quad \tan \alpha'' = \frac{c}{l_2}$$

ist, folgt direkt die Bedingung des Maximums

$$\frac{\Sigma P'}{l_1} = \frac{\Sigma P''}{l_2},$$

d. h. die Lasten pro Einheit sollen gleich werden. Trägt man die Lasten, welche überhaupt auf den Träger kommen, längs $A'B'$ (Fig. 8) auf und zieht $A'C' \perp AC''$; $B'C' \perp BC''$, so trifft eine Horizontale durch C' jene Last, welche in C stehen muß, in unserem Falle P_2 .

Auch für das abgestumpfte Dreieck als Einflußfigur (Fig. 9) ergeben sich leicht einfache Regeln. Die Reihenfolge der Lasten werde durch den Index bezeichnet.

Es sei ohne Rücksicht auf den unteren Index der Last

innerhalb AC	die Kraft P ,	die Ordinate y ,	die Tangente an das Polygon $\tan \alpha$,
" CD	" P' ,	" y' ,	" $\tan \alpha'$,
" DB	" P'' ,	" y'' ,	" $-\tan \alpha''$,

so ergibt sich

$$Y = \Sigma y P + \Sigma y' P' + \Sigma y'' P'',$$

und für das Maximum

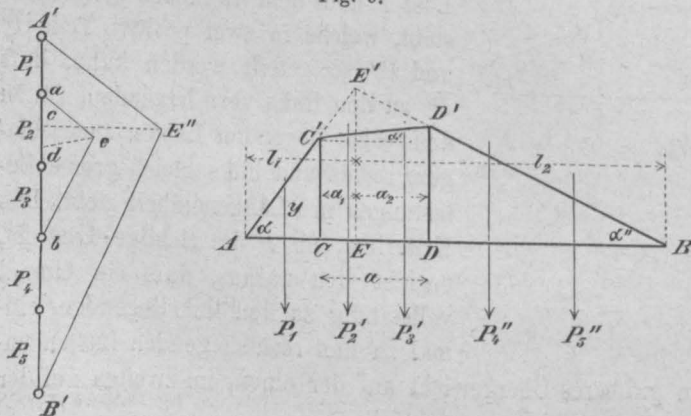
$$\frac{dY}{du} = \tan \alpha \Sigma P + \tan \alpha' \Sigma P' - \tan \alpha'' \Sigma P'' = 0,$$

und unter Annahme, daß $EE' = \bar{y}$ und den in Fig. 9 gegebenen Bezeichnungen nach kurzer Ermittlung

$$\frac{dY}{du} = \bar{y} \left\{ \frac{\Sigma P + \frac{a_1}{a} \Sigma P'}{l_1} - \frac{\Sigma P'' + \frac{a_2}{a} \Sigma P''}{l_2} \right\} = 0,$$

d. h. teilt man jede der Lasten P' , welche zwischen C und D liegen, nach dem Ver-

Fig. 9.



hältnisse $\frac{a_1}{a}$ und $\frac{a_2}{a}$ links bzw. rechts zu, so muß wieder die Bedingung, daß die Last pro Einheit zu beiden Seiten der Ordinate durch E möglichst gleich groß sein soll, erfüllt werden.

Trägt man alle auf den Träger kommenden Lasten längs $A'B'$ auf, macht

$$A'E'' \perp AE',$$

$$B'E'' \perp BE',$$

so trifft eine Horizontale

durch E'' in c jene Lastengruppe, welche zwischen D und E stehen muß. Zieht man $ae \parallel A'E''$, $be \parallel B'E''$, $de \parallel C'D'$, so teilt d die innere Lastengruppe nach dem fraglichen Verhältnisse. Das Lastsystem muß nun nach rechts oder links geschoben werden, je nachdem d über oder unterhalb c fällt.

5. Belastungsgleichwerte (Belastungs-Äquivalente). In vielen Fällen handelt es sich darum, ein System von Einzellasten ΣP , welches die maximale Wirkung Y_{\max} hervorruft, durch eine gleichförmig verteilte Last q zu ersetzen, welche dieselbe Wirkung hervorbringt. q heißt die dem Systeme gleichwerte Last.

Ist in Fig. 5, S. 218 die Strecke AE mit den Einzellasten $P_1 P_2 P_3$ so bedeckt, daß die maximale Wirkung Y entsteht, so muß für unseren Fall sein:

$$Y = \Sigma P y = q F_1, \text{ woraus } q = \frac{\Sigma P y}{F_1}.$$

Der Belastungsgleichwert q ist bei einem gegebenen System von Einzellasten (Belastungszug) um so kleiner, je größer die Länge der dem Maximalwerte entsprechenden Länge ist; daraus folgt, daß z. B. bei großen Brücken die dem Belastungszug für die Berechnung der Gurte eines Trägers entsprechende gleichwerte Last q kleiner als bei kleinen Spannweiten ist. Der Belastungsgleichwert wird um so größer, je schneller die Einflußlinie von einem bestimmten Punkte aus abfällt.

Winkler hat für einzelne Formen der Einflußfläche näherungsweise Formeln für die Belastungsgleichwerte bestimmt, man sehe Festschrift der technischen Hochschule zu Berlin 1884. Wir bringen hieüber Näheres im Abschnitte über äußere Kräfte.

A. Allgemeine statische und kinematische Theorie des Fachwerks.

§ 3. Grundgleichung.

Beim vollwandigen Träger treten unter dem Einflusse der deformierenden Kräfte in jedem Punkte Zug-, Druck- und Schubspannungen auf, welche untereinander wesentlich nach Größe und Richtung verschieden sind, und keineswegs in allen Punkten gleichzeitig das zulässige Maximum erreichen, sodaß vielfach überflüssiges Material vorhanden ist. Das Bestreben, sämtliche Teile nur nach ihrer Längenrichtung — soweit möglich in allen Querschnittselementen gleich stark — und für die Grenzbelastungen mit dem zulässigen Maße zu beanspruchen, führte zur Herstellung der Tragwände aus einzelnen Stäben, zur Bildung der sogenannten „Fachwerke“.

Man nennt im Brückenbau die den Umfang des Trägers bildenden Stäbe die Gurte, bei denen man wieder den Ober- und Untergurt unterscheidet, die zwischen den Gurten sich erstreckenden Stäbe die Füllungsglieder. Fällt eine Lage der Füllungsglieder mit der Richtung der Schwere zusammen, so heißen solche Stäbe kurz Vertikale, die schiefen Füllungsstäbe in diesem Falle die Diagonalen; sind beide Lagen der Füllungsglieder schief zur Richtung der Schwere, so spricht man wohl speciell von Streben, von denen wir die auf Zug beanspruchten Zugstäbe, die auf Druck beanspruchten Druckstäbe, die wechselnd beanspruchten Zugdruckstäbe benennen wollen.²⁾

Sollen die Stäbe eines Fachwerkes nur Längsspannungen aufnehmen, so würde dies erfordern, daß die Stäbe an ihren Verbindungspunkten, den „Knoten“, durch reib-

²⁾ Wir wählen diese Worte als Ersatz für die in Amerika üblichen, trefflichen kurzen Bezeichnungen *tie*, *strut*, *tie-strut*.

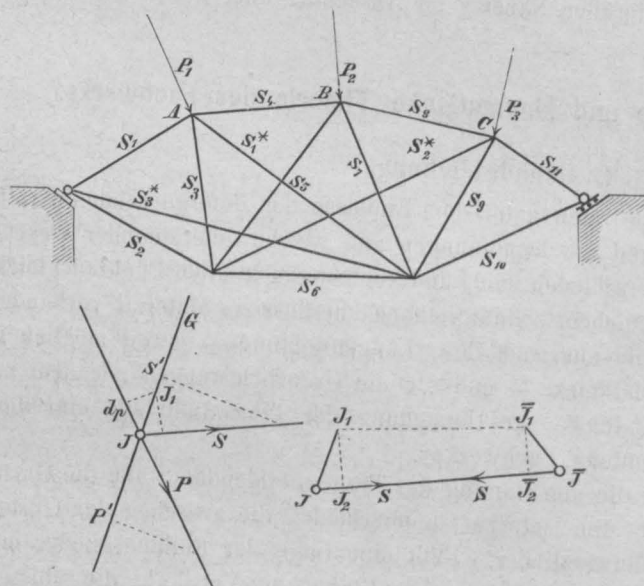
ungslos wirkende Gelenke, welche kleine Drehungen zulassen, verbunden sind, und daß kein Ausknicken der Stäbe bei Aufnahme von Druckspannungen eintritt; es müßten so dann die äußeren Kräfte sich ausschließlich an diesen Gelenkpunkten übertragen, auch das Eigengewicht müßte nur in diesen Punkten konzentriert sein. Ferner mag zunächst noch angenommen werden, daß sämtliche Kräfte und Stabachsen in einer Ebene liegen und in dieser auch während des ganzen Verlaufes der Formänderung bleiben. Freilich lassen sich alle diese Bedingungen in Wirklichkeit nur bis zu einem gewissen Grade, nie aber vollständig erfüllen.

Die unter Annahme drehbarer Stabenden und eines ebenen Systems für das Eigengewicht und die bewegliche Belastung in der Tragwand ermittelten Spannungen pflegt man primäre Spannungen zu nennen, alle Kräfte, welche sonst noch in den Stäben eines Fachwerkes auftreten, sei es infolge der Starrheit der Knotenpunkte, des Einflusses der Temperatur u. s. w. aber als sekundäre oder Zusatzspannungen zu bezeichnen.

Nach dem unter § 1 Angeführten werden wir die Untersuchung des Fachwerkes in statischer, wie in kinematischer Beziehung auf den Fall beschränken können, daß die in den Knotenpunkten angreifenden äußeren Kräfte sämtlich gegeben sind, da man es durch Einschaltung fiktiver Stäbe vollständig in der Hand hat, das Fachwerk jederzeit in ein in Bezug auf die äußeren Kräfte statisch bestimmtes zu gestalten.

Auf ein ebenes Fachwerk (Fig. 10) wirken in den Knotenpunkten $A B C \dots$ die

Fig. 10.



gegebenen Kräfte $P_1 P_2 P_3 \dots$ und erzeugen in den Stäben die Spannungen $S_1 S_2 S_3$ u. s. w. Denkt man sich jeden Knotenpunkt für sich durch einen Schnitt losgelöst, so können die Wirkungen der Stäbe durch Kräfte $S_1 S_2$ u. s. w. ersetzt werden, welche teils vom Knotenpunkt weg wirkend als Zugkräfte, teils gegen den Schnitt wirkend als Druckkräfte auftreten, und welche in die allgemeine Untersuchung sämtlich mit dem positiven Zeichen, das ist als Zug, eingeführt werden sollen.

Dieses Fachwerk unterwerfen wir nachstehendem Verfahren:

1. Jedem Knotenpunkt, der allgemein durch den Buchstaben J repräsentiert erscheinen mag, ordnen wir eine durch J gehende Gerade G zu und legen auf derselben eine unendlich kleine Strecke $JJ_1 = di$ fest, welche von J gegen J_1 als positiv betrachtet wird.

2. Jede Kraft P und Spannung S jedes Knotenpunktes projizieren wir auf die ihrem Knotenpunkte entsprechende Gerade und nennen die Projektion positiv oder negativ, je nachdem sie dem Sinne nach mit JJ_1 übereinstimmt oder nicht. Diese Projektionen sollen allgemein P' und S' sein.

Hieraus folgt leicht, daß der Geschwindigkeitsplan Σ_1 jeder starren Figur Σ geometrisch ähnlich der Figur selbst ist bzw. die Seiten von Σ_1 senkrecht auf jenen von Σ stehen müssen, s. Fig. 12.

Für jede mögliche Bewegung eines starren Systems entspricht dem Punkte P_1 in Σ_1 ein bestimmter Punkt \mathfrak{P} in Σ , welcher der Geschwindigkeitspol oder das Momentancentrum heißt. Jede mögliche ebene Bewegung eines starren Systemes läßt sich mithin in jedem Augenblicke auf die Drehung um einen bestimmten Punkt zurückführen.

Fig. 12.

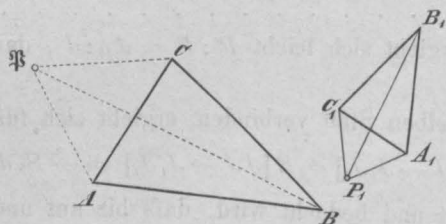
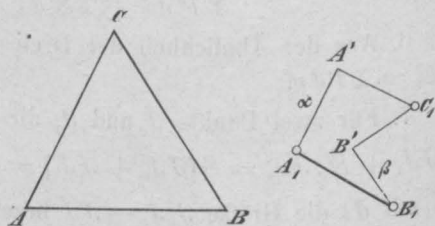


Fig. 13.



Sind die den Punkten A und B (Fig. 13) eines veränderlichen Gebildes entsprechenden Punkte A_1 und B_1 des Geschwindigkeitsplanes, ferner die Dehnungsgeschwindigkeiten α und β der Geraden AC und BC bekannt, so kann die Lage des Punktes C_1 sofort gefunden werden, indem man $A_1A' = \alpha$ parallel zu AC macht und in A' eine Senkrechte zu AC zieht, ebenso $B_1B' = \beta$ aufträgt und in B' eine Senkrechte zu BC errichtet. Die beiden Senkrechten schneiden sich in C_1 .

Jede Bewegung einer beliebigen Verbindung eines Gebildes von Punkten $ABC \dots$ der Ebene (kinematische Kette), bei welcher das Gebilde seine Form ändert, läßt sich auf zwei Bewegungen zurückführen. Man kann zunächst dem starr gedachten Gebilde eine Drehung erteilen, bei welcher eine Gerade JK des Gebildes den für sie vorgeschriebenen Weg so zurücklegt, daß J in die neue feste Lage und K in die Richtung der neuen Lage von JK kommt. Man kann dann J feststellen und die vorgeschriebene Formänderung der Kette vornehmen oder man kann auch den umgekehrten Weg einschlagen.

Diese Methode führt zu einer graphischen Ermittlung der Formänderung eines elastischen Fachwerkes. Sind $S_1 S_2 \dots$ u. s. w. die für eine bestimmte Belastung ermittelten Spannungen der Fachwerkstäbe von der Länge $l_1 l_2 l_3$ u. s. w., $F_1 F_2 F_3$ die Stabquerschnitte, E die Elasticitätsmodul, so geben $\Delta l_1 = \frac{S_1}{E_1 F_1} l_1$, $\Delta l_2 = \frac{S_2}{E_2 F_2} l_2$ u. s. w. die relativen Längenänderungen. Nimmt man nun an, daß diese Änderungen gleichzeitig und gleichförmig und zwar in der Zeiteinheit vor sich gehen, dann stellt der Geschwindigkeitsplan gleichzeitig die Wege der Knotenpunkte dar.

Ein Beispiel, dessen nähere Beschreibung an anderer Stelle dieses Kapitels folgt, ist in T. VI, F. 4 dargestellt.

Es seien zwei starre Gebilde 1 2 (Fig. 14a) gegeben, welche sich in Bezug auf ein drittes 0, die Zeichenebene, welche wir uns in Ruhe denken wollen, durch einen Moment frei bewegen. Hierbei wird sich relativ 1 gegen 2 bewegen. Man kann die Gesamtbewegung vollziehen, indem man zuerst 2 ruhen läßt und 1 die entsprechende relative Bewegung erteilt; hierbei bleibt ein Punkt \mathfrak{P}_{12} , der Pol der relativen Bewegung, in Ruhe und der Erfolg ist derselbe, als ob 1 und 2 in \mathfrak{P}_{12} durch ein Gelenk verbunden wären. Hierbei werde die Geschwindigkeit von A durch PA' im Geschwindigkeitsplane

Fig. 14.

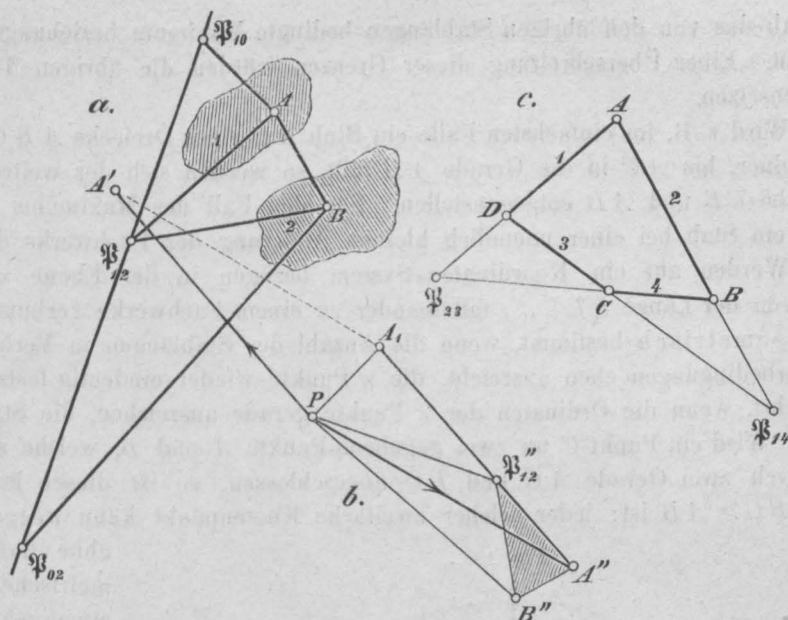


Fig. 14b gegeben. Nun denken wir uns 1 und 2 starr verbunden, was durch Festlegung des Dreiecks $A P_{12} B$ erfolgen kann und erteilen diesem Gebilde die zweite Bewegung, welche durch $\triangle A'' B'' P_{12}'' \sim \triangle A B P_{12}$ gegeben ist. Die Zusammensetzung beider Bewegungen giebt die den Punkten A , P_{12} und B entsprechenden Geschwindigkeiten PA_1 , $P P_{12}''$ und $P B''$. Der Pol P_{10} der totalen Bewegung des Systems 1 ist durch die Geraden $A P_{10}$ senkrecht zu $A_1 P$ und $P_{12} P_{10}$ senkrecht zu $P P_{12}''$, der Pol der totalen Bewegung von 2 durch $P_{12} P_{02}$ senkrecht zu $P P_{12}''$ und $B P_{02}$ senkrecht zu $P B''$ gegeben. Infolge der Konstruktion müssen P_{12} , P_{02} und P_{10} auf einer Geraden liegen.

Bewegen sich zwei Gebilde 1 und 2 relativ und gleichzeitig in einer festen Ebene 0 (beziehungsweise relativ zu einem dritten ruhenden Gebilde), so liegen der Pol P_{12} der relativen Bewegung von 1 und 2, ferner die Pole P_{01} und P_{02} der absoluten Bewegung der Systeme in Vergleich zu 0 auf einer Geraden.

Sind (Fig. 14c) vier Stäbe 1, 2, 3, 4 gelenkförmig verbunden (Gelenkviereck), so sind die Pole der relativen Bewegung zweier gegenüberliegenden Seiten die Durchschnittspunkte der beiden anderen; denn denkt man sich z. B. AB in Ruhe, so müssen die Punkte C und D Bewegungen senkrecht zu 4 und 1 beschreiben, deren gemeinschaftliches Centrum in P_{23} liegt.

§ 5. Kennzeichen statisch bestimmter Systeme.

Bezeichnet man mit z die Anzahl der Knotenpunkte eines Fachwerks, so erhält man für jeden Knotenpunkt zwei Gleichungen für das Gleichgewicht der Kräfte, mithin im ganzen $2z$ solcher; die äußeren Kräfte müssen für sich im Gleichgewicht sein, also 3 Bedingungen erfüllen. Für die Berechnung der σ Stabspannungen erhält man hiermit $2z - 3$ Gleichungen, d. h. es muß $2z - 3 = \sigma$ sein, wenn, gewisse Ausnahmefälle abgerechnet, das Fachwerk statisch bestimmt sein soll.

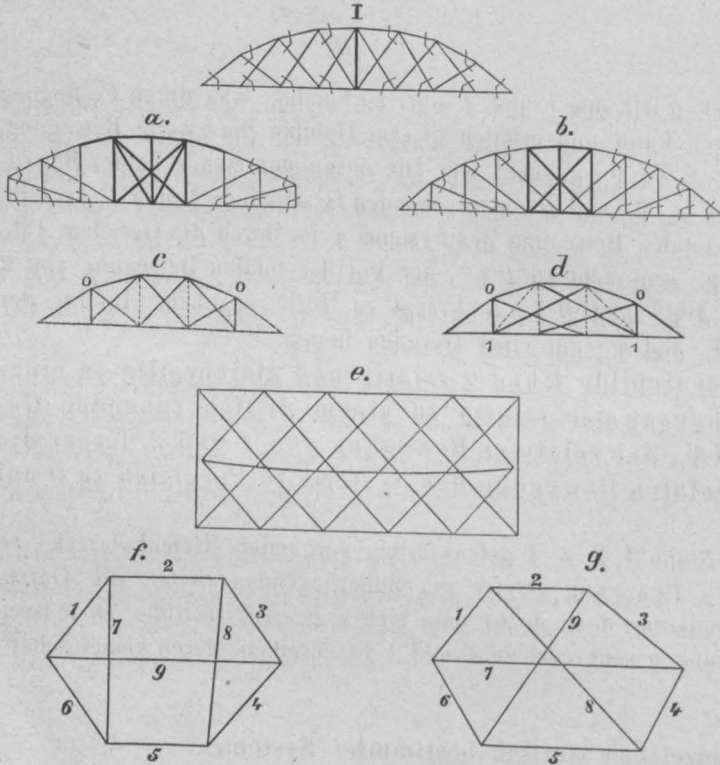
Die Längenänderung eines bestimmten Stabes eines Fachwerks ist bei konstant bleibenden Längen der übrigen Stäbe nicht unbeschränkt, sie findet ihre Grenzen, wenn

der Stab das von den übrigen Stablängen bedingte Maximum beziehungsweise Minimum annimmt. Einer Überschreitung dieser Grenzen würden die übrigen Teile Widerstand entgegensetzen.

Wird z. B. im einfachsten Falle ein Stab AC eines Dreiecks ABC immer kleiner und kleiner, bis AC in die Gerade AB fällt, so werden sich der weiteren Verkürzung die Stäbe CB und AB entgegenstellen. Für den Fall des Maximums oder Minimums ändert ein Stab bei einer unendlich kleinen Änderung des Fachwerks die Länge nicht.

Werden auf ein Koordinaten-System bezogen in der Ebene n Punkte durch Stäbe von der Länge $l_1 l_2 l_3 \dots$ miteinander zu einem Fachwerke verbunden, so ist dasselbe geometrisch bestimmt, wenn die Anzahl der Stablängen in Verbindung mit den Auflagerbedingungen eben ausreicht, die n Punkte wieder eindeutig festzulegen. Ebenso umgekehrt, wenn die Ordinaten der n Punkte gerade ausreichen, die Stablängen zu ermitteln. Wird ein Punkt C an zwei gegebene Punkte A und B , welche selbst festliegen, nur durch zwei Gerade AC und BC angeschlossen, so ist dieser bestimmt, sobald $AC + BC > AB$ ist; jeder solcher zweifache Knotenpunkt kann weggelassen werden,

Fig. 15.



ohne daß an der geometrischen Bestimmtheit etwas geändert wird, auch in statischer Hinsicht ist die Hinweglassung unbedenklich, da jede Knotenpunktskraft in C eindeutig in zwei den Stäben A und B entsprechende Komponenten zerlegt werden kann, die nun für das weitere Fachwerk als äussere Kräfte an Stelle der Stäbe treten. Nur im Falle, wo ein Knoten lediglich durch zwei in eine Gerade fallende Stäbe verbunden wäre, befindet sich die Stablänge bei

$$AC + BC = AB$$

im Grenzzustande, statisch kann ein solcher Punkt nicht mehr jede beliebige Kraftrichtung aufnehmen.

Der Punkt des Fachwerks und damit dieses selbst ist nur für den Fall fähig, eine Knotenkraft aufzunehmen, wenn diese ebenfalls in die Richtung AB fällt; für jede andere Lage entstanden unendlich grosse Spannungen.

Jedes Fachwerk kann daher meist sofort auf ein einfacheres zurückgeführt werden, wenn man alle zweifachen Knotenpunkte der Reihe nach wegstreicht. Jeder dreifache Knotenpunkt kann weggestrichen werden, wenn man ihn durch einen neuen Stab ersetzt, der zwei Endpunkte der Stäbe des gestrichenen Knotens verbindet. Man vergleiche S. 235. Hierdurch gelangt man zu einer einfacheren Figur, der Grundfigur, welche auch

auf eine Gerade zusammenschrumpfen kann, und welche dann für sich zu betrachten ist.

— Den Beweis für die Richtigkeit dieses Verfahrens findet man weiter unten auf S. 235.

Das Fachwerk ist nur dann statisch bestimmt, wenn die Loslösung der zwei- und dreifachen Knotenpunkte auf eine geschlossene Figur führt. Diese ist geometrisch bestimmt, wenn ihre Form durch die gegebenen Längen eindeutig bestimmt ist.

Es habe ein Fachwerk $\kappa_2, \kappa_3, \kappa_4 \dots$ Knoten, in denen je so viele Stäbe zusammen treffen, als die Zahl des Index zeigt, so hat es im ganzen $\kappa = \kappa_2 + \kappa_3 + \kappa_4 + \dots$ Knoten, mithin, da jeder Stab zwei Knoten verbindet, ist $2\sigma = 2\kappa_2 + 3\kappa_3 + 4\kappa_4$. Beim statisch bestimmten Systeme ist $2\sigma = 4\kappa - 6$; eliminiert man aus diesen drei Gleichungen κ und σ , so erhält man

$$6 = 2\kappa_2 + \kappa_3 - (\kappa_5 + 2\kappa_6 + \dots),$$

d. h. ein Fachwerk muß mindestens 6 dreifache Knotenpunkte haben, wenn keine zweifachen vorkommen. Das einfachste Fachwerk mit lauter zweifachen Knotenpunkten erhält man für $\kappa_3 = \kappa_4 = \dots = 0$, also $\kappa_2 = 3$; es ist das Dreieck. Das einfachste Fachwerk mit lauter dreifachen Knotenpunkten besitzt deren 6. Dieses Fachwerk kann unter Umständen nicht widerstandsfähig sein und zwar dann, wenn (Fig. 15 f) 2, 5 und 9 sich in einem Punkte schneiden. Alle neun Stäbe befinden sich dann im Maximum oder im Minimum ihrer Länge. Ebenso ist das Fachwerk Fig. 15 g statisch unbestimmt, wenn das Sechseck ein einer Kurve zweiten Grades eingeschriebenes ist.⁴⁾

Beispiele s. Fig. 15 I, a, b, c, d. Fig. I ist statisch bestimmt. Fig. a im mittleren Teil zweifach überstarr und beiderseits je einfach beweglich. Fig. b im allgemeinen statisch bestimmt, jedoch labil, wenn die oberen Knotenpunkte ebenfalls in einer Geraden liegen. In Fig. c sind die dreifachen Knoten oo durch die punktierten Stäbe ersetzt. Die bleibende Grundfigur ist einfach überstarr. In Fig. d sind zunächst die dreifachen Knoten oo durch die schiefen punktierten, dann die Knoten 1,1 durch die vertikalen punktierten Geraden ersetzt. Die bleibende Grundfigur, ein Rechteck ohne Diagonalen, ist einfach beweglich.

Als Träger sind statisch unzureichend bestimmte Systeme unzulässig. Bei Behandlung statisch unbestimmter, stabiler Systeme wird man bei Loslösung der statisch überzähligen Stäbe zu achten haben, ob das zurückbleibende System auch sicher statisch bestimmt ist. Dies ist z. B. bei Fig. 15 e, welche durch Weglassung der anscheinend überzähligen Vertikalen der Schiffkorntträger entsteht, nicht der Fall.

§ 6. Kinematische Bedeutung der Einflusszahlen und Einfluß-(Influenz-)Linien.

Die Spannungen der Stäbe eines statisch bestimmten Fachwerks sind von den (stets sehr klein gedachten) Längenänderungen, mit anderen Worten von den Querschnittsflächen der Stäbe unabhängig. Denkt man sich daher die Querschnitte aller Stäbe, mit Ausnahme eines einzigen S' , dessen Spannung bestimmt werden soll, unendlich groß, die Stäbe unelastisch, so verschwinden in Gl. 2, S. 223 alle Größen dI mit Ausnahme der auf Stab l' bezüglichen und man erhält

$$S' \cdot dI' = P_1 \cdot dp_1 + P_2 \cdot dp_2 + \dots,$$

oder, wenn man sich die Veränderungen als in der Zeit dt vor sich gehend denkt,

$$S' \cdot \frac{dI'}{dt} = \frac{dp_1}{dt} P_1 + \frac{dp_2}{dt} P_2 + \dots$$

⁴⁾ Vergl. Müller-Breslau. Graphische Statik 1887, S. 208, ferner die Arbeiten von Mohr und Land. Nähere Angaben über diese Arbeiten bringt das Litteratur-Verzeichnis S. 252.

Vergleicht man diese Gleichungen mit S. 219, Absatz 3, und setzt $\frac{dl'}{dt} = 1$, so ergibt sich die Bedeutung der Werte y .

Die Werte y dieser Gleichung, die Einfluszahlen, sind die virtuellen Geschwindigkeiten (Wege) der Kräfte P_1, P_2 , wenn sich die Endpunkte des fraglichen Stabes mit der Geschwindigkeit eins (um den Weg eins) in Richtung des Stabes voneinander entfernen.

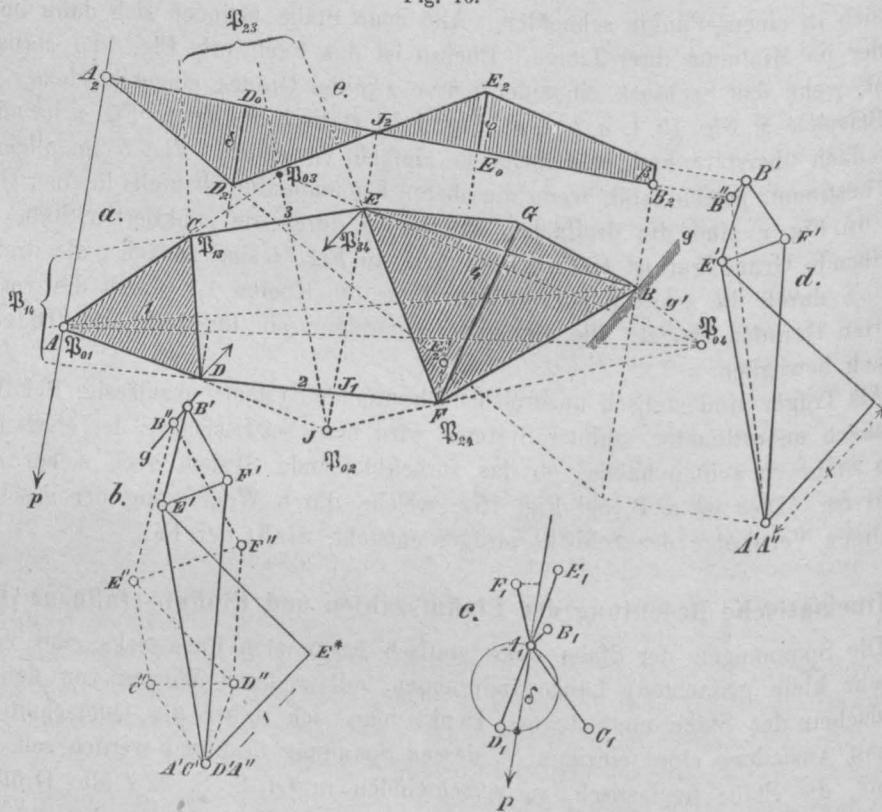
Die Bedeutung der Gleichung des statischen Einfluspolygons:

$$S = y_1 P_1 + y_2 P_2 + y_3 P_3 + \dots$$

ist daher gleichzeitig eine kinematische.

Wirken vertikale Kräfte am Ober- oder Untergurte eines Trägers, so werden die Spannungen S eines Stabes für jede Lastlage von $P = 1$ durch die Ordinaten eines Polygons gegeben, dessen Endpunkte die vertikalen Durchbiegungen der Lastangriffspunkte für den Belastungsfall sind, wobei an Stelle des fraglichen Stabes die Kräfte 1, 1 an den Endpunkten dieses Stabes angreifen. Jedes Einflus-Polygon ist daher stets auch ein Deformations-Polygon.

Fig. 16.



Entfernt man einen Stab DE (Fig. 16) aus dem statisch bestimmten Fachwerke, so bleibt eine zwangsläufige, kinematische Kette übrig. Läßt man die Punkte D und E mit der Geschwindigkeitskomponente 1 sich voneinander bewegen, zwingt man B auf einer Auflagergeraden g zu bleiben und ist A fest, so ist die Bewegung der Kette vollständig bestimmt.

In unserem Falle wird man die schraffierten Teile 1, 4 als Elemente der Kette (Scheiben), deren Punkte sich gegenseitig nicht verschieben, auffassen können. Man kann

die Bewegung so durchführen, daß man zunächst Scheibe 1 als ruhend betrachtet und E mit der Geschwindigkeit 1 von D in Richtung DE sich entfernen läßt. Das Geschwindigkeits-Diagramm $A'E'F'B'$ (Fig. 16b) zeigt die betreffenden Geschwindigkeiten. E' wird aus dem Dreiecke CDE konstruiert, wobei CD fest ist, DE die Dehnungsgeschwindigkeit $D'E^* = 1$ und CE die Dehnungsgeschwindigkeit 0 hat.

Mit Hilfe von E' kann nun aus Dreieck DEF das F' und weiter aus Dreieck EFB die Lage von B' ermittelt werden. Da jedoch die wirkliche Bewegung von B nur längs g erfolgen kann, drehen wir B wieder nach g zurück; dies erfolgt, indem man zu $A'B'$ eine Komponente $B''A'$ hinzufügt, welche einer Drehung um den festen Punkt A des nunmehr starr gedachten Systemes entspricht, wobei $B''A'$ senkrecht zu AB sein muß; es bleibt dann für B die resultierende Geschwindigkeit $B''B'$. Das zu $ACDE$.. ähnliche Polygon $A''C''D''E''$... stellt die Geschwindigkeiten für diese Drehung dar. Die Strecken $A''A'$, $B''B'$, $C''C'$ geben die wirklichen Verschiebungsgeschwindigkeiten der Punkte ABC u. s. w. Wir tragen sie von einem Pole A_1 aus als Strahlen nach Richtung und Sinn auf (Fig. 16c) und erhalten dadurch das wahre Geschwindigkeitsdiagramm für die verlangte Bewegung. Nach dem oben ausgesprochenen Satze sind die Projektionen dieser Geschwindigkeiten $A_1A_1 = 0$, $A_1B_1 = A_1C_1$ u. s. w. auf die Kraftrichtungen der in den Punkten ABC angreifenden Kräfte die Einflusswerte y_1y_2 für die Spannung S im Stabe DE . Schlägt man über die Strecken A_1B_1 , A_1C_1 u. s. w. Kreise (ein solcher ist nur für A_1D_1 gezeichnet), so geben die Kreisabschnitte, welche der Kraftrichtung entsprechen, direkt die Werte y_1y_2 u. s. w. mit $A'E^*$ als Einheit gemessen.

Für ein Büschel paralleler Kräfte, deren Richtung in Fig. 16a durch den Pfeil angedeutet ist, kann nunmehr auch leicht das Einfluß-Polygon im Sinne des § 2 direkt gezeichnet werden.

Wir nehmen an, daß sich die Kräfte nur auf den Untergurt übertragen können, und bezeichnen die Verschiebung von D , F und B in der Krafrichtung p , das sind die Projektionen der Strecken A_1D_1 , A_1F_1 und A_1B_1 auf die Richtung p , mit δ , φ und β . Zieht man eine zu p senkrechte Schlußlinie A_2B_2 und trägt an derselben die Werte δ , φ und β dem Sinne nach auf, so ist die Einflußlinie gegeben. Hierbei ist zu bemerken, daß Kräfte, welche in Richtung der Verschiebung wirken, positive Spannungen, solche dagegen, welche gegen die Verschiebung wirken, negative Spannungen im Stabe DE hervorrufen werden. Es werden daher im Teile A_2J_2 nach abwärts gerichtete Kräfte Zugspannungen, nach aufwärts gerichtete Druckspannungen in DE erzeugen.

Bei der eingeleiteten Bewegung dreht sich jeder Stab um einen festen Punkt, den Pol. Es sei J der Pol von DF , so wird ein Punkt J_1 , welchen die Krafrichtung auf DF projiziert, bei der unendlich kleinen Drehung im Sinne der Kraft keinen Weg zurücklegen. Er entspricht dem sogen. Lastscheidepunkte. Es ist leicht, die Belastungsscheide J auf kinematischem Wege zu finden. Betrachtet man 1, 2, 3, 4 der zwangsläufigen Kette und zunächst 1 und 4 als bewegte Systeme, so ist der Pol \mathfrak{P}_{14} für die relative Bewegung von 1 und 4 durch den in der Figur nicht ersichtlichen Durchschnittspunkt \mathfrak{P}_{14} der Geraden CE und DF gegeben.

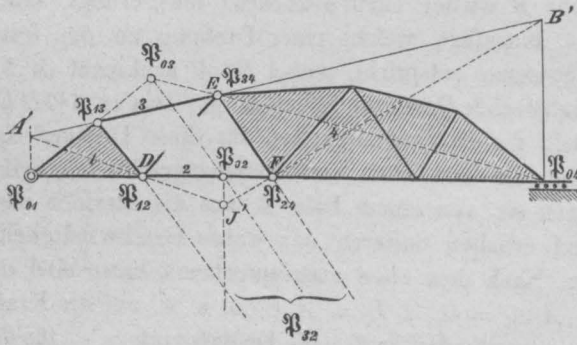
Für die Bewegung dieser beiden Systeme in Bezug auf die ruhende Zeichenebene 0 liegt der Pol \mathfrak{P}_{01} in A , der Pol \mathfrak{P}_{04} muß auf einer Senkrechten g' zu g durch B liegen, weil sich B längs g bewegt. Da die Pole \mathfrak{P}_{01} , \mathfrak{P}_{14} , \mathfrak{P}_{04} auf einer Geraden liegen müssen, ist der Pol \mathfrak{P}_{01} durch den Schnitt der Linie $\mathfrak{P}_{14}\mathfrak{P}_{04}$ mit g' bestimmt.

Die Pole \mathfrak{P}_{12} , \mathfrak{P}_{01} , \mathfrak{P}_{02} des Systems 1 und des Stabes DF (Scheibe 2) müssen in einer Geraden liegen, daher $J = \mathfrak{P}_{02}$ auf AD . Ferner müssen die Pole des Systems 4

und des Stabes 2 in einer Geraden liegen, es muß daher $J = \mathfrak{P}_{02}$ in die Gerade $\mathfrak{P}_{04} \mathfrak{P}_{24}$ fallen, wodurch $J = \mathfrak{P}_{02}$ bestimmt erscheint.

In ganz ähnlicher Weise ergibt sich die Lage von \mathfrak{P}_{03} , der Lastscheidepunkt des Stabes CE , durch den Schnitt der Linien $\mathfrak{P}_{01} \mathfrak{P}_{13}$ bzw. AC und $\mathfrak{P}_{04} \mathfrak{P}_{34}$ bzw. $\mathfrak{P}_{04} E$. Die Punkte \mathfrak{P}_{02} und \mathfrak{P}_{03} müssen mit \mathfrak{P}_{23} in einer Geraden liegen, \mathfrak{P}_{23} aber ist durch den Schnittpunkt der Geraden CD und FE gegeben.

Fig. 17.



Ist der Untergurt gerade, so versagt die Konstruktion von \mathfrak{P}_{02} ihren Dienst. In diesem Falle kann man, wie in Fig. 17 angegeben, vorgehen. Kombiniert man die statische Culmann'sche Konstruktion der Lastscheide von DE ($A' B' J'$), s. S. 231, mit der kinematischen, so ergeben sich interessante geometrische Beziehungen.

Eine raschere Konstruktion der Werte δ , φ , β kann man erhalten, wenn man (Fig. 16 d) zunächst nur die Dehnung von DE bei Festhaltung von 1 ausführt und die

dem Diagramm $A'' B'' C'' \dots$ entsprechende Drehung des ganzen Trägers direkt durchführt, indem man $A'' B''$ auf die Krafrichtung projiziert und dadurch einen Schnittpunkt der Geraden $A_2 D_2$ mit der Krafrichtung durch B_2 erhält. Die Ordinate $D_0 D_2$ giebt unmittelbar die auf die Krafrichtung projizierte Verschiebungsgeschwindigkeit des bei der ersten Bewegung in Ruhe gewesenen Punktes D . Die Strecke $E'_2 E_2$ ist gleich der Projektion der Strecke $E' A'$ auf die Krafrichtung, wie eine einfache Überlegung zeigt.

Das Beispiel lehrt ferner, daß in Bezug auf den fraglichen Stab jedem Knotenpunkte eine Krafrichtung entspricht, für welche die Spannung in ED ein relatives Maximum wird. Diese Krafrichtung ist z. B. für D durch die Linie $A_1 D_1$ in Fig. 16 c gegeben. Die ungünstigste Richtung für C ist durch die Linie $A_1 C_1$ bestimmt u. s. w.⁶⁾

§ 7. Statische Ermittlung der Einflußlinien.

Stellt man (Fig. 18) die Spannung S eines bestimmten Stabes, welche eine Einzelast G erzeugt, im veränderlichen Lastangriffspunkte durch eine Ordinate dar, so erhält man die Einflußlinie (Influenzkurve) des Stabes, s. § 2. Kann die Last G nur in bestimmten Punkten, also hier den Knoten, dem Träger übermittelt werden, so wird innerhalb dieser die Kurve zur geraden Verbindungslinie der den Knotenpunkten entsprechenden Werte; Fig. 18 (III—VI) zeigt die den Stäben CE , CF , EF und CD entsprechenden Polygone, welche wir näher betrachten wollen, indem wir daran zugleich die wichtigsten Bemerkungen über die ungünstigste Belastungsweise schließen.

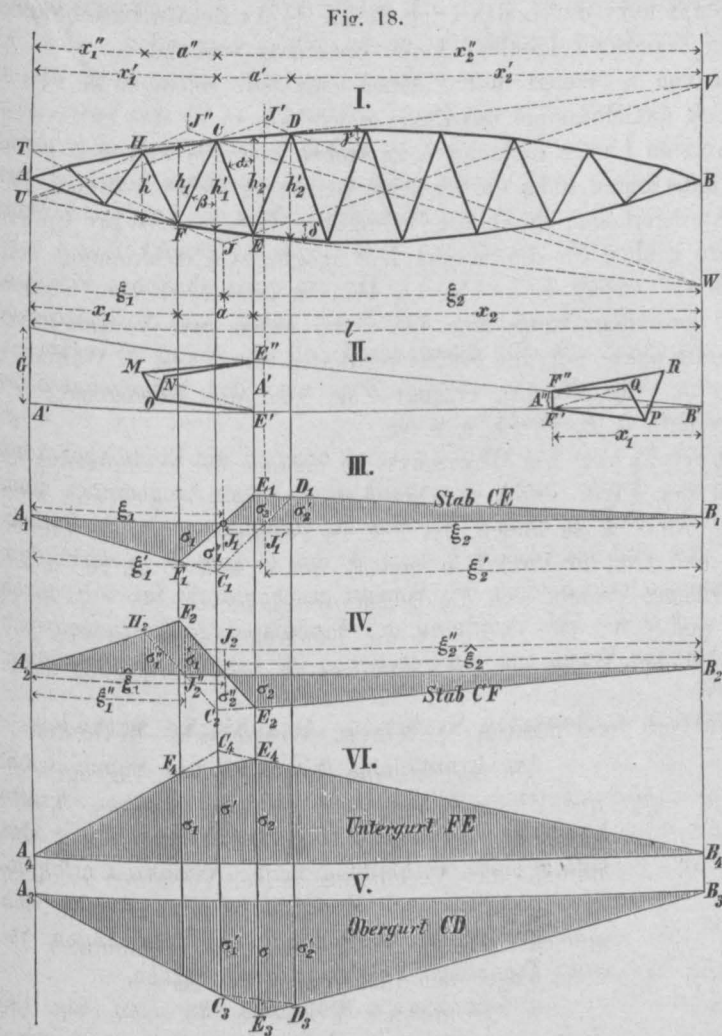
Wirkt die Last auf den Untergurt (Bahn unten), so wird die Einflußlinie des Obergurtes CD zum Dreieck $A_3 E_3 B_3$ (Fig. 18, V). Die größte Spannung entsteht, wenn eine Last in E (dem Momentenpunkt des Stabes CD) sich befindet. Die Spannung ist stets ein Druck, wie immer auch G liegt. Bezeichnet σ die Spannung, welche eine in E wirkende Last $G = 1$ erzeugt, so wird für totale gleichförmige Belastung $S_0 = \frac{\sigma l}{2} q$. Hat man es mit einem Systeme von Einzellasten zu thun, so gelten für die

⁶⁾ Zu diesem Paragraph vergleiche man die Abhandlungen von Mohr. Civiling. Bd. XXXIII, Heft 8 und Land. Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1888, S. 11 u. ff.

Bestimmung der ungünstigsten Stellung und die Berechnung oder graphische Ermittlung der größten Spannung genau die in § 2, S. 219 erörterten Regeln. Zur Konstruktion

des Dreieckes hat man nur die Ermittlung der Gurtspannung für Last G in E nötig. Trägt man G als End-Ordinate (Fig. 18, II) auf, so giebt die Ordinate A' in E' die der Stellung von G in E entsprechende Stützenreaktion, also die Resultierende, welche auf den Teil links des Schnittes entfällt. Hiernach ist es leicht, nach dem folgenden Paragraph die Spannung der durchschnittenen Stäbe zu ermitteln.

Die Einflusslinie des Untergurtes zeigt Fig. 18, VI. Ihre Ordinaten sind sämtlich positiv, wie immer also auch eine Last liegen mag, sie erzeugt im Untergurte stets Zug. Die größten Werte entsprechen den Punkten E und F . Könnte sich in C eine Einzellast übertragen, so erhielte man für diesen Punkt die Maximalordinate. Damit das Maximum entstehe, muß entweder in E oder F eine



Einzellast des Systemes stehen. Man vergleiche S. 220.

Das Einfluspolygon eines Gitterstabes CE (Fig. 18, III) liegt zum Teil oberhalb, zum Teil unterhalb der Geraden $A_1 B_1$. Die den Zeichen nach stets verschiedenen Maximalwerte für die Beanspruchung durch eine Einzellast treten in den Punkten E und F auf; die Belastungsscheide zwischen den positiven und negativen Werten wird durch J_1 (unter J in Fig. 18, I) gegeben. Diese Belastungsscheiden, deren man für jeden Füllungsstab eine erhält, lassen sich leicht nach folgender Regel ermitteln.

Man verlängert den nicht belasteten Gurt des Faches, dem der fragliche Stab angehört, bis zum Schnitt mit den Auflagervertikalen und verbindet diese Schnittpunkte mit den betreffenden Knotenpunkten des belasteten Gurtes, so schneiden sich diese Geraden in einem Punkte einer Vertikalen, welche durch die Belastungsscheide geht (Culmann). Für unseren Stab CE erhält man hiernach durch Verlängerung von CD die Punkte T und V , die Geraden TF und VE schneiden sich in J , welcher Punkt vertikal über J_1 liegt. Die Richtigkeit ergibt sich wie folgt: Man betrachte $T F E V$ als Seil-

polygon. In F wirkt G_1 , in E die Kraft G_2 , in T die Stützenreaktion A' , in V die Reaktion A'' ; G_1 und G_2 geben als Mittelkraft G , die Seilpolygon-Spannungen in TV und FE für einen beliebigen Schnitt durch das Fach geben direkt die Gurtspannungen. Für den Gitterstab ist daher bei dieser Lastlage keine Spannung vorhanden.

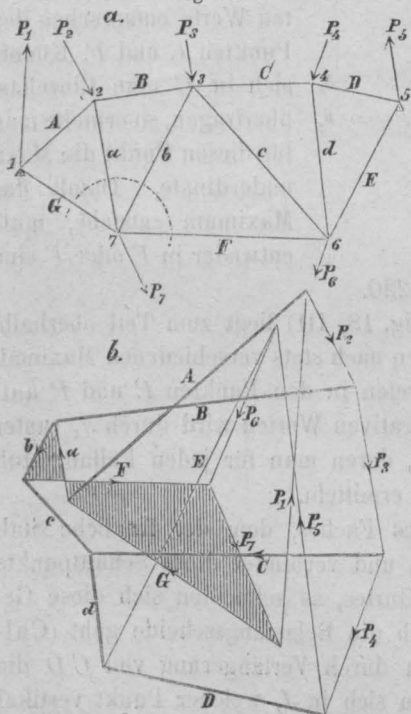
Jede Einzellast rechts von J_1 erzeugt in CE einen Zug, jede solche links von J_1 einen Druck. Soll z. B. in CE das Maximum des Zuges entstehen, so ist das Lastsystem so zu stellen, daß die schwersten Lasten dicht an E zu stehen kommen und in E selbst eine solche liegt, über J hinaus gegen links dürfen keine Lasten zu stehen kommen. Die ungünstigste Stellung charakterisiert sich durch die Bedingung, daß die Last pro Einheit der Strecke JE der Last pro Einheit für die Strecke EB möglichst gleichkommen soll.

Für den Füllungsstab CF erhält man (Fig. 18, IV) ein ganz ähnliches Polygon. Die Belastungsscheide wird gefunden, wenn man bei Bahn unten, wie vorausgesetzt, HC verlängert und die Schnittpunkte mit den Stützenvertikalen mit F und E verbindet. Jede Einzellast innerhalb A_2J_2 (Fig. 18, IV) erzeugt Zug, also das Entgegengesetzte wie bei CE , jede Last innerhalb J_2B_2 Druck u. s. w.

Erfolgt die Lastübertragung am Obergurt, so nehmen die Einflußpolygone jene Formen an, welche in der Figur durch strichpunktierte Linien angedeutet sind. Um die Belastungsscheide J' für CE zu finden, ist FE zu verlängern, bis die Pfeilervertikalen getroffen werden, und sind die Punkte U und W mit C und D zu verbinden, welche sich in J' treffen. Ebenso ergibt sich die Belastungsscheide J'' für CF durch die Verbindungslinien UH und CW . Die Ordinaten der Einflußpolygone ergeben sich nach der in der Figur ersichtlichen Weise aus den Polygonen für Lastübertragung unten.

§ 8. Spannungen in statisch bestimmten Systemen. Graphische Methoden.

Fig. 19.



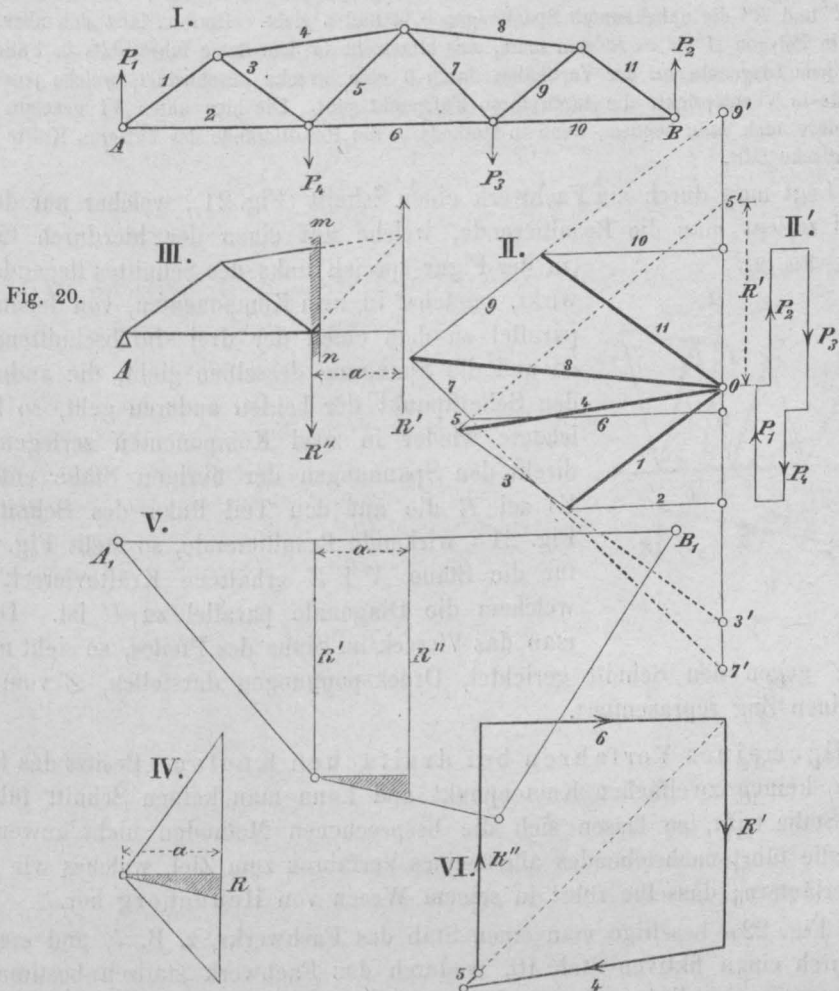
Die Ermittlung der durch das Eigengewicht und die zufällige Last erzeugten inneren Kräfte kann auf graphischem Wege, durch Berechnung oder mittels einer Verbindung beider Verfahren erfolgen. Wir bringen zwei Verfahrensarten, welche sich zunächst für die Bestimmung der Spannungen bei einer gegebenen Belastungsweise eignen.

a. Cremona's Methode. Es seien (Fig. 19) $P_1 P_2 \dots$ die in den Knotenpunkten wirkenden Kräfte, wobei durch gewisse Kräfte die Stützendrücke dargestellt sind. Man zeichnet das dem System der P entsprechende Kräftepolygon, indem die Kräfte, ihrer Richtung nach, in der Weise aneinandergereiht werden, wie sie im Sinne des Stabpolygon-Umfanges aufeinander folgen. Da die Kräfte im Gleichgewicht sind, muß das Polygon sich schließen. Man zieht nun durch jede Ecke des Kräftepolygons, welche von den Kräften $P_n P_{n+1}$ gebildet wird, eine Parallele zu jenem Umfangsstabe, welcher zwischen den Angriffspunkten von P_n und P_{n+1} sich befindet, und konstruiert zwischen den Parallelen eine gebrochene Linie derart, daß

jene Stäbe, welche im Stabpolygon sich in einem Punkte schneiden, im Kräftepolygon

einer geschlossenen Figur entsprechen. Es erscheint bei dieser (cyclischen) Anordnung jede Stabspannung nur einmal. Das so ermittelte Polygon gestattet rasch die Entscheidung, ob irgend ein Stab, z. B. b , gedrückt oder gezogen wird. Denkt man sich einen der Knotenpunkte, in welchem der fragliche Stab wirkt, z. B. 7, durch einen krummen Schnitt losgetrennt, sucht man die geschlossene Figur im Kräftepolygon, welche diesem Schnittpunkte entspricht (also hier das schraffierte Fünfeck $P_7 G a b F$) und umfährt diese Figur im entsprechenden, durch die äußere Kraft (P_7) gegebenen Sinne, so entsprechen Richtungen gegen den Knotenpunkt den Druck-, Richtungen vom Knotenpunkt den Zugspannungen. Im vorliegenden Falle wird daher G, a, F gezogen, b gedrückt.

Dieses Verfahren ist besonders dann sehr bequem, wenn es sich um die Ermittlung sämtlicher Spannungen eines Fachwerkes für eine ganz bestimmte, z. B. die totale Belastung handelt, verliert jedoch an Wert für Fälle, woselbst für jeden Stab eine andere Belastung zu Grunde zu legen ist. T. VI zeigt eine Reihe von Beispielen in F. 6, 7, 15; siehe außerdem T. VII, F. 3, 13.



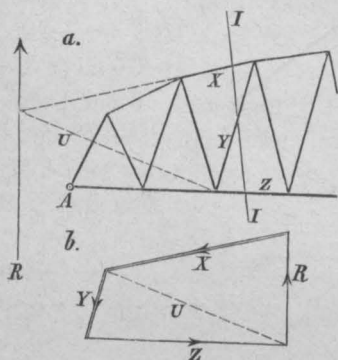
Die cyclische Anordnung mit nur einmaligem Vorkommen der Stabspannungen ist übrigens nicht immer durchführbar. Man vergleiche z. B. Fig. 22 b.

Die Regeln für jene Anordnung des Kräftepolygons, bei welcher jede Stabspannung nur einmal erscheint, hat Cremona zuerst gegeben, indem er zeigte, daß sich Fachwerk und zugehöriger Kräfteplan als bestimmte Projektionen einander reziproker Polyeder auffassen lassen. Jedem Stabstrahlenbüschel im Fachwerksschema entspricht ein geschlossenes Polygon im Kräfteplan, dessen Seiten der Reihe nach den Strecken des Büschels äquipollent sind u. s. w. Man sehe speciell: Cremona. *Le figure reciproche nelle statica grafica*. Mailand 1872. Deutsch von Migotti. Ferner Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1873, S. 230, sowie Culmann. *Graphische Statik*, 2. Aufl. 1875, S. 313.

Fig. 20 (S. 233) bringt eine Anwendung dieser Methode auf einen Fachwerksträger, auf welchen die Lasten P_3 P_4 und die Stützendrücke P_1 P_2 wirken. Das Kräftepolygon fällt in eine Gerade zusammen, die in dem Schema II' der Übersichtlichkeit halber auseinander gezerzt ist. II zeigt das Polygon der Stabspannungen. Die beim Konstruieren unvermeidlichen Zeichenfehler, welche zu Ungenauigkeiten führen und das Vieleck nicht zum Schluß bringen, lassen sich im vorliegenden Falle durch ein einfaches, von Mohr herrührendes Verfahren fast ganz beseitigen. Handelt es sich z. B. um Bestimmung der Spannungen S_4 S_5 S_6 , so konstruiere man zunächst mit Hilfe der Poldistanz a und des Kräftepolygons IV das Seilpolygon V. Führt man den Schnitt mn in III, so lassen sich die Kräfte links des Schnittes durch die beiden Kräfte R' und R'' , deren Größe aus V entnommen werden kann, ersetzen. Der Beweis hierfür liegt in dem Umstande, daß (siehe V) das Moment in mn durch $R' \cdot a$ und die Transversalkraft durch $R = R'' - R'$ gegeben ist. Man kann nun direkt das geschlossene Polygon VI zeichnen, welches mit Hilfe von R' und R'' die unbekannten Spannungen 6, 4 und 5 giebt. Hieraus läßt sich aber sofort ableiten, daß in Polygon II $05' = R'$ sein muß, was allgemein zu dem Satze führt, daß in Fällen wie der vorliegende jede Diagonale auf der Vertikalen durch 0 eine Strecke abschneidet, welche jener Seilpolygons-Ordinate in V entspricht, die durch ihren Fußpunkt geht. Die hier unter VI gezeigte Zerlegung ist insbesondere auch dann bequem, wenn in Methode b. die Resultierende der äußeren Kräfte außerhalb der Zeichenfläche fällt.

b. Legt man durch ein Fachwerk einen Schnitt (Fig. 21), welcher nur drei Stäbe trifft, und zerlegt man die Resultierende, welche auf einen der hierdurch erhaltenen

Fig. 21.



X und Y gegen den Schnitt gerichtet, Druckspannungen darstellen, Z vom Schnitte laufend einen Zug repräsentiert.

Allgemeines Verfahren bei dreifachen Knoten. Besitzt das Fachwerk (Fig. 22a) keinen zweifachen Knotenpunkt und kann man keinen Schnitt führen, der nur drei Stäbe trifft, so lassen sich die besprochenen Methoden nicht anwenden. In diesem Falle führt nachstehendes allgemeines Verfahren zum Ziel, welches wir an einem Beispiel erläutern; dasselbe rührt in seinem Wesen von Henneberg her.

In Fig. 22a beseitige man einen Stab des Fachwerks, z. B. 7, und ersetze denselben durch einen fiktiven Stab 10, wodurch das Fachwerk statisch bestimmt bleibt. Die Spannungen in diesem System Σ' , auf welches wir uns die gegebenen äußeren Kräfte wirkend denken wollen, lassen sich leicht ermitteln, sie sind in Fig. 22b nach dem Verfahren des § 7 bestimmt. Nun nehme man in den Knotenpunkten A und B

Fig. 22.

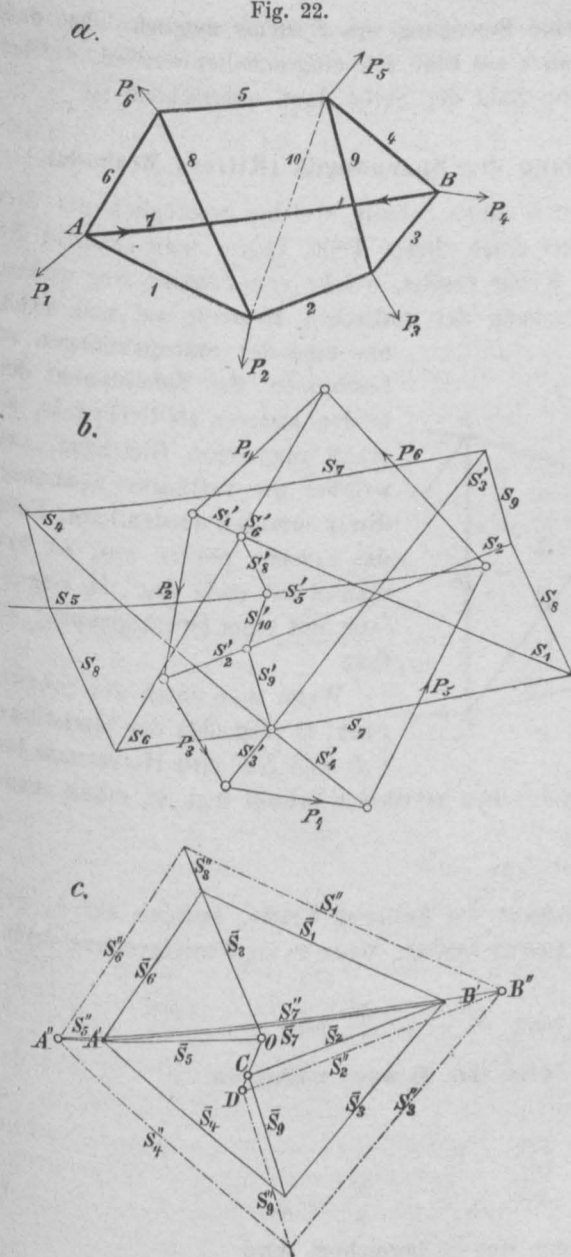
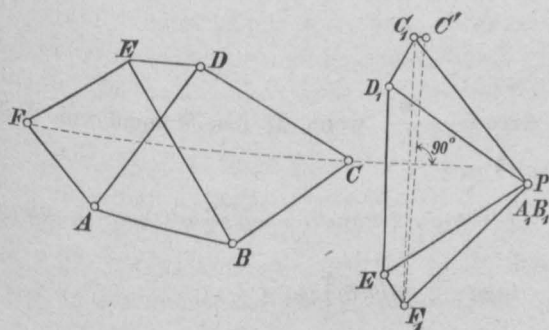


Fig. 23.



zwei äußere Kräfte $\overline{S}_7 = \overline{A'B'}$ und $\overline{B'A'}$ an und bestimme die Spannungen, welche sie im unbelasteten System Σ' erzeugen; diese Spannungen seien $\overline{S}_1, \overline{S}_2$ u. s. w. Im Stabe 10 tritt die Spannung \overline{S}_{10} auf, welche durch die Strecke OC gegeben ist. Man ändere nun die GröÙe von \overline{S}_7 so, daß die in 10 erzeugte Spannung der GröÙe nach gleich dem S'_{10} , dem Sinne nach jedoch entgegengesetzt wird. Da in unserer Figur S'_{10} eine Zugspannung, $OC = \overline{S}_{10}$ ein Zug wird, so hat man nur $OD = S'_{10}$ zu machen und das strichpunktirte Polygon in C von D aus nach rückwärts zu konstruieren, wodurch man die Spannungen S'_1, S'_2 u. s. w. erhält, welche von $S'_1, S'_2, S'_3 \dots$ algebraisch subtrahiert, die wahren Spannungen S_1, S_2 u. s. w. geben. Es ist dies in Fig. 22 b schließlich geschehen.

Die Spannung S'_{10} kann direkt aus S_7 ermittelt werden, wenn man sich durch die Stäbe 5, 10, 2 einen Schnitt geführt denkt und die Bedingung aufstellt, daß das Moment der Stabkraft S_{10} in Bezug auf den Durchschnittpunkt der Stäbe 5 und 2 gleich dem der äußeren Kräfte sein muß. Schneiden sich jedoch 5, 7 und 2 in einem Punkte, so kann nur ein unendlich großer Wert von S_{10} der Gleichung genügen, das System ist verschieblich.

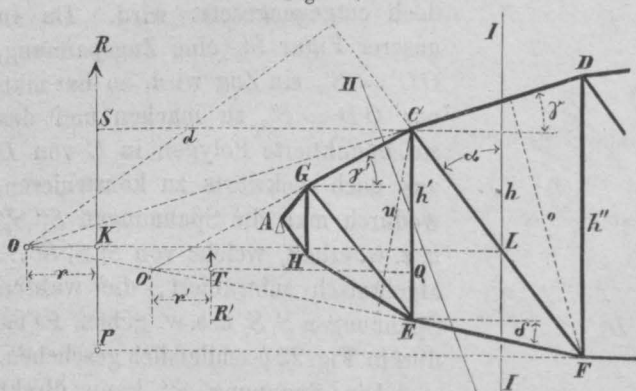
Auf kinematischem Wege ist es leicht, ein Kennzeichen für solche verschiebliche Systeme zu finden. Stellt man AB fest (Fig. 23), entfernt den Stab FC und erteilt dem Punkte F die Geschwindigkeit PF_1 , so ist das Geschwindigkeitspolygon der verbleibenden kinematischen Kette vollkommen bestimmt. $C_1 F_1$ giebt die relative Geschwindigkeit der Punkte F, C , welche sich in die Dehnungsgeschwindigkeit $C_1 C'$ und die Drehungsgeschwindigkeit $C' F_1$ zerlegen läßt. Wird $C_1 C' = 0$,

d. h. FC senkrecht auf $F_1 C_1$, so ist eine Bewegung des Systems möglich, ohne daß FC seine Länge ändert, es könnte also auch ein Stab FC eingeschaltet werden, welcher das System nicht starr macht, obwohl die Zahl der Stäbe dann ausreichend ist.

§ 9. Rechnungsmäßige Ermittlung der Spannungen (Ritters Methode).

Man zerlegt die Konstruktion durch einen Schnitt, welcher womöglich nur drei Stäbe trifft, in zwei Teile, und betrachtet einen dieser Teile, indem man zunächst die Spannungen der getroffenen Stäbe durch Kräfte ersetzt, welche vom Schnitte weg wirken. Stellt man nun für diesen Teil die Gleichung der statischen Momente auf und wählt,

Fig. 24.



um eine der Stabspannungen zu bestimmen, den Schnittpunkt der beiden anderen als Drehpunkt, so erhält man eine Gleichung, aus welcher die verlangte Spannung direkt ermittelt werden kann. Fällt das Zeichen positiv aus, so hat man es mit einer Zug-, im Gegenfalle mit einer Druckspannung zu thun.

Wenn man durch den Schnittpunkt O (Fig. 24) der Gurtstücke CD und EF eine Horizontale bis

zum Schnitte L mit CF zieht und durch L einen vertikalen Schnitt legt, so erhält man:

Für den Obergurt (Drehpunkt F)

$$S_o \cdot o + R \cdot \overline{FP} = 0.$$

Die Größe $R \cdot \overline{FP}$ werde das Moment der äußeren Kräfte, bezogen auf F , genannt und mit M'' bezeichnet. Es soll positiv heißen, wenn es im Uhrzeigersinne dreht. Man hat daher

$$S_o = -\frac{M''}{o} \quad \text{oder} \quad S_o = -\frac{M''}{h'} \sec \gamma \quad 3.$$

Die Spannung ist ein Druck, so lange das Moment positiv ist.

Für den Untergurt (Drehpunkt C)

$$-S_u \cdot u + R \cdot \overline{CS} = 0,$$

daraus

$$S_u = +\frac{M'}{u} \quad \text{oder} \quad S_u = +\frac{M'}{h'} \sec \delta, \quad 4.$$

wenn mit M' das Moment von R , bezogen auf C , bezeichnet wird.

Für die Diagonale CF (Drehpunkt O)

$$+S_d \cdot d - Rr = 0,$$

daraus

$$S_d = \frac{Rr}{d} \quad 5.$$

Setzt man $r = d \sec \alpha - \overline{KL} = d \sec \alpha - \frac{M}{R}$, wenn M das Moment von R bezogen auf L , so wird $S_d = \left(R - \frac{M}{d} \cos \alpha \right) \sec \alpha$.

Bedenkt man ferner, daß $h = OL (\tan \gamma + \tan \delta) = d \sec \alpha (\tan \gamma + \tan \delta)$, so ergibt sich:

$$S_d = \left[R - \frac{M}{h} (\tan \gamma + \tan \delta) \right] \sec \alpha \quad 6.$$

Zu einer anderen Formel für S_d führt die Bedingung, daß die Summe der Horizontal-Komponenten der Stabspannungen S_o , S_d und S_u gleich null sein müsse. Man erhält: $S_o \cos \gamma + S_d \sin \alpha + S_u \cos \delta = 0$ und wenn man die Werte aus Gl. 3 und 4 einsetzt, nach kurzer Reduktion:

$$\sin \alpha S_d = \left(\frac{M''}{h''} - \frac{M'}{h'} \right) \dots \dots \dots 7.$$

Zur Bestimmung der Spannung der Vertikalen CE lege man den Schnitt II. Für diesen sei R' die Resultierende der äußeren Kräfte, so ergibt sich für O' als Drehpunkt, wenn $O'Q = v$, $-S_v \cdot v - R' r' = 0$, somit

$$S_v = - \frac{R' r'}{v} \dots \dots \dots 8.$$

Setzt man wieder $r' = O'Q - TQ$ und $TQ \cdot R' = M'$, ferner $h' = v (\tan \gamma' + \tan \delta)$, so wird

$$S_v = - \left[R' - \frac{M'}{h'} (\tan \gamma' + \tan \delta) \right] \dots \dots \dots 9.$$

§ 10. Das statisch unbestimmte Fachwerk.

Auf ein Fachwerk von k Knoten wirken die Kräfte $P_1 P_2 \dots P_k$. Sind in einem solchen die n notwendigen Stäbe angenommen und werden die Spannungen in denselben mit $S_1 S_2 \dots S_n$ u. s. w. bezeichnet, ersetzt man ferner die u überzähligen Stäbe durch die in denselben herrschenden Spannungen $X_1 \dots X_u$ und bildet für jeden Knotenpunkt die zwei Bedingungsgleichungen, daß die Stabspannungen und Knotenkräfte nach zwei Richtungen zerlegt im Gleichgewichte sein müssen, so erhält man $2k - 3$ Gleichungen, welche zur Bestimmung der $n = 2k - 3$ Werte S ausreichen, wenn die Größen X bekannt sind. Da alle Gleichungen ersten Grades sind, erhält man allgemein für eine Spannung

$$S_m = \alpha_{m1} P_1 + \alpha_{m2} P_2 + \alpha_{m3} P_3 + \dots + \sigma_{m1} X_1 + \sigma_{m2} X_2 + \dots, \dots \dots 10.$$

wobei der erste Index auf den fraglichen Stab, der zweite auf die zugehörige Einzellast hinweist. Die Koeffizienten sind die Einflußwerte für die Einheit der Knotenlasten und überzähligen Stabspannungen und man erkennt ihre Bedeutung leicht aus nachstehender Tabelle, der wir gleichzeitig weitere Bezeichnungen anfügen.

Kraftsystem.	Belastung				Spannung							
					des notwendigen Stabes				des überzähligen Stabes			
	P_1	P_2	...	P_k	S_1	S_2	...	S_n	X_1	X_2	...	X_u
α_1	1	0	...	0	α_{11}	α_{21}	...	α_{n1}	0	0	...	0
α_2	0	1	...	0	α_{12}	α_{22}	...	α_{n2}	0	0	...	0
...
α_k	0	0	...	1	α_{1k}	α_{2k}	...	α_{nk}	0	0	...	0
σ_1	0	0	...	0	σ_{11}	σ_{21}	...	σ_{n1}	1	0	...	0
σ_2	0	0	...	0	σ_{12}	σ_{22}	...	σ_{n2}	0	1	...	0
...
σ_u	0	0	...	0	σ_{1u}	σ_{2u}	...	σ_{nu}	0	0	...	1
Längen der Stäbe					l_1	l_2	...	l_n	l'	l''	...	$l^{(u)}$
Temperaturen der Stäbe					τ_1	τ_2	...	τ_n	τ'	τ''	...	$\tau^{(u)}$
Querschnittsflächen F der Stäbe					F_1	F_2	...	F_n	F'	F''	...	$F^{(u)}$
Elastizitätsmodul der Stäbe					E_1	E_2	...	E_n	E'	E''	...	$E^{(u)}$
Formwerte $\rho = \frac{l}{EF}$					ρ_1	ρ_2	...	ρ_n	ρ'	ρ''	...	$\rho^{(u)}$
Temperaturwerte $U = \mu (\tau - \tau_0) EF$					U_1	U_2	...	U_n	U'	U''	...	$U^{(u)}$

Setzt man voraus, daß die Temperatur des spannungslosen Zustandes des Fachwerks sich während der Deformation nicht ändere und daß die Deformation von diesem Zustande aus verfolgt werde, so ergeben sich für U die Werte Null und man erhält einfach:

[illegible]

Die Spannungen der überzähligen und damit aller Stäbe sind von den Querschnittsflächen der Stäbe abhängig. Nehmen wir an, es sei die Querschnittsfläche des Stabes i' von der Spannung X_i veränderlich, alle anderen Querschnitte seien gegeben, so läßt sich die Gleichung 18 mit Hilfe von Gl. 10 auf die Form bringen:

$$\begin{aligned} (b_{11} + \rho') X_1 + b_{12} X_2 + b_{13} X_3 + \dots + b_{1u} X_u &= A_1 \\ b_{21} X_1 + b_{22} X_2 + b_{23} X_3 + \dots + b_{2u} X_u &= A_2 \\ &\vdots \\ b_{u1} X_1 + b_{u2} X_2 + b_{u3} X_3 + \dots + b_{uu} X_u &= A_u \end{aligned}$$

worin $A_1, A_2 \dots$ von der Belastung, $b_{12}, b_{22} \dots$ lediglich von der Form des Fachwerks abhängig sind. Die Lösung dieser Gleichung giebt

$X_1 = (\beta_{11} A_1 + \beta_{12} A_2 + \dots \beta_{1n} A_n) : \Delta$,
wenn Δ die Determinante der Koeffizienten von X , β_{12} die Subdeterminante des Gliedes b_{12} bezeichnet. Es ist ferner $\Delta = \Delta_0 + \rho' \beta_{11}$, dies giebt

$$X_1 = \frac{(\beta_{11} A_1 + \beta_{12} A_2 + \dots \beta_{1n} A_n) : \Delta_0}{1 + p' \frac{\beta_{11}}{\Delta_0}} 19.$$

Bezeichnet man jenen Wert von X , welcher sich für ein unendlich großes F' (einen absolut starren Stab l') ergibt, mit \bar{X} , so wird $\rho' = 0$, daher

$$X_1 = \frac{\bar{X}}{1 + \rho' \frac{\beta_{11}}{\Delta_0}} \dots \dots \dots 20.$$

Bestimmt man hieraus die Inanspruchnahme s' des Stabes l' , so findet sich leicht, da $\rho' = \frac{l'}{E' F'}$, für $\frac{X_1}{E'} = s'$ der Wert

$$s' = \frac{s'_0}{1 + c.F}, \quad \dots \dots \dots 21.$$

wenn c eine Konstante und wenn s_0 der Wert der Inanspruchnahme für einen unendlich kleinen Stabquerschnitt wird.

Dies liefert die interessanten Sätze:

Die Spannung X_1 eines überzähligen Stabes wird bei jeder Belastung für $F^v = 0$ unendlich klein, wächst dann rasch mit zunehmendem F^v und nähert sich asymptotisch dem endlichen Werte \bar{X} , welcher eine Spannung ausdrückt, die im Stabe entstehen würde, wenn er absolut starr wäre.

Die Inanspruchnahme s' eines überzähligen Stabes l' erreicht für einen unendlich kleinen Wert des Stabquerschnittes einen ganz bestimmten endlichen Wert s_0 und nimmt dann mit wachsendem F' rasch ab, um sich asymptotisch für $F' = \infty$ dem Werte 0 zu nähern.⁶⁾

Anwendungen dieses wichtigen Satzes, welcher für die Beurteilung unbestimmter Fachwerke von Bedeutung ist, in weiter unten folgenden Beispielen.

⁶⁾ Dieser Satz wurde vom Verfasser schon 1884 in seinen Vorträgen entwickelt.

§ 11. Formänderungsarbeit (Deformationsarbeit).

Geht ein Stab aus dem ursprünglich spannungslosen Zustande unter Einwirkung der auf das Fachwerk wirkenden und auch dort stetig und allmählich auftretenden äußeren Kräfte P , welche hierbei die Wege p zurücklegen, in den Zustand der Endspannung über, so ist die vom Stabe aufgenommene innere elastische Arbeit

$$\frac{1}{2} S \cdot \Delta l = \frac{1}{2} S \cdot \frac{Sl}{EF} = \frac{1}{2} \rho S^2,$$

und die von den äußeren Kräften abgegebene Arbeit $\Sigma \frac{P \cdot p}{2}$. Unter Voraussetzung, daß die den Längenänderungen entsprechenden Formänderungen überhaupt sehr klein sind, kann mit Benutzung von Gl. 2 gesetzt werden, wenn man annimmt, daß Δl sehr klein und wenn $\Delta l = \rho S$ gesetzt wird,

$$\Sigma P p - \Sigma \rho S^2 = 0 \quad \dots \dots \dots 22.$$

Die Gleichung sagt also, daß die Arbeit \mathfrak{A} der äußeren Kräfte gleich der Arbeit der inneren Kräfte sein muß. Speziell ist $\mathfrak{A} = \frac{1}{2} \Sigma P p = \frac{1}{2} \Sigma \rho S^2$.

Mit Benutzung von Gl. 10 erhält man:

$$2\mathfrak{A} = \Sigma \rho_m (\alpha_{m1} P_1 + \alpha_{m2} P_2 + \dots + \alpha_{mk} P_k + \sigma_{m1} X_1 + \sigma_{m2} X_2 + \dots + \sigma_{mu} X_u)^2 + \left\{ \dots \right. 23.$$

$$\Sigma \rho'_m (\sigma_{m1} X_1 + \sigma_{m2} X_2 + \dots + \sigma_{mu} X_u)^2$$

Betrachtet man $X_1 X_2 \dots$ als unabhängige Veränderliche, so ergibt sich leicht, daß die Gleichungen 18 nichts anderes als die Werte $\frac{d\mathfrak{A}}{dX}$ und, da diese Null werden, die Bedingung repräsentieren, daß stets jene Werte von X , also jene Spannungen in den überzähligen Stäben auftreten, welche die Formänderungsarbeit zu einem Minimum machen.

Da \mathfrak{A} nach den Werten $X_1 X_2 \dots$ partiell differentiiert ebensoviel Gleichungen liefert, als unbekannte überzählige Stäbe vorhanden sind, ist diese Bedingung ausreichend.

Bemerkung. Die Spannungen $X_1 X_2 \dots$ der überzähligen Stäbe sind bei gegebenem Belastungssystem an sich bestimmte Größen, welche eine Änderung nur durch künstliche Anspannung oder Temperaturänderung des betreffenden Stabes erleiden, auch sich gegenseitig beeinflussen, es ist daher der Satz vom Minimum der Formänderungsarbeit, welcher $X_1 X_2 \dots$ als unabhängige Variable betrachtet, eben nur in einer bestimmten Auffassung gültig, insbesondere nur so lange, als es gestattet ist, den Einfluß der äußeren Kräfte und überzähligen Stabspannungen auf das statisch bestimmte System als von der Formänderung dieses Systems selbst unabhängig ansehen zu dürfen, was nur für kleine Deformationen zutrifft, für flache Bogen und in manchen anderen Fällen aber nicht mehr gilt; hierüber sprechen wir uns im Teile B. dieses Kapitels noch weiter aus.

Wir zeigen die Anwendung an einem Beispiele.

Das in F. 24, T. VI dargestellte Fachwerk enthält 16 Knotenpunkte und 35 gegen Zug und Druck widerstandsfähige Konstruktionsteile, demnach $u = 35 - (2 \cdot 16 - 3) = 6$ überzählige Stäbe, als solche sind die Gegendiagonalen angenommen. Die Tabelle I, S. 241 enthält die ferneren Werte.

Die Werte α wurden ermittelt, indem für das einfache Fachwerk F. 16, T. VI die Einflußlinien konstruiert wurden. F. 21, 22, 23 zeigen die Ermittlung der Werte σ ; es sind dies nichts anderes als die in den bezüglichen Stäben entstehenden Spannungen, wenn an Stelle von X die Werte 1 treten. Macht man z. B. für das vierte Fach des Trägers $X_3 = 1$, so geben die in F. 23 erhaltenen Werte direkt die Werte σ und zwar ist mit Bezug auf diese Figur O_4 der dem Obergurt entsprechende Wert von σ_3 , V_3 der der Vertikalen 3 entsprechende Wert von σ_3 u. s. w.; in die Tabelle wurden zunächst nicht die wahren Werte der α und σ , sondern das Hundertfache derselben eingetragen. Für die Berechnung von $\rho = \frac{l}{EF}$ wird man sehr kleine Werte erhalten; es ist dies umgangen, indem alle Werte ρ durch einen mittleren, den konstanten Untergurtstäben entsprechenden Wert ρ_0 dividiert wurden. Hierdurch erhält man Werte, welche sich wenig von der Einheit entfernen.

Tabelle I.

	l in cm	F in qcm	$S = \alpha_1 P_1 + \alpha_2 P_2 + \dots \alpha_7 P_7 + \sigma_1 X_1 + \sigma_2 X_2 + \dots \sigma_6 X_6$														$\rho =$ $\frac{l}{EF} \cdot \frac{EF_0}{l_0}$
			α_1	α_2	α_3	α_4	α_5	α_6	α_7	σ_1	σ_2	σ_3	σ_4	σ_5	σ_6		
O_1	271	128	-226	-194	-162	-129	-97	-64	-33	0	0	0	0	0	0	1,016	
O_2	261	128	-108	-217	-181	-145	-109	-73	-36	-85	0	0	0	0	0	0,979	
O_3	254	128	-71	-142	-212	-169	-127	-85	-42	0	-75	0	0	0	0	0,953	
O_4	250	128	-52	-105	-157	-210	-157	-105	-52	0	0	-72	0	0	0	0,938	
O_5	250	128	-52	-105	-157	-210	-157	-105	-52	0	0	0	-72	0	0	0,938	
O_6	254	128	-43	-87	-130	-175	-218	-145	-73	0	0	0	0	-75	0	0,953	
O_7	261	128	-37	-74	-111	-148	-184	-222	-112	0	0	0	0	0	-85	0,979	
O_8	271	128	-33	-64	-97	-129	-162	-194	-226	0	0	0	0	0	0	1,016	
U_1	250	120	208	179	149	119	90	60	30	0	0	0	0	0	0	1,000	
U_2	250	120	208	179	149	119	90	60	30	-81	0	0	0	0	0	1,000	
U_3	250	120	104	208	173	139	114	69	35	0	-74	0	0	0	0	1,000	
U_4	250	120	70	140	208	166	124	83	42	0	0	-72	0	0	0	1,000	
U_5	250	120	42	83	124	166	208	140	70	0	0	0	-72	0	0	1,000	
U_6	250	120	35	69	114	139	173	208	104	0	0	0	0	-74	0	1,000	
U_7	250	120	30	60	90	119	149	179	208	0	0	0	0	0	-81	1,000	
U_8	250	120	30	60	90	119	149	179	208	0	0	0	0	0	0	1,000	
V_1	105	56	100	0	0	0	0	0	0	-58	0	0	0	0	0	0,900	
V_2	180	56	45	87	-11	-8	-6	-4	-2	-34	-66	0	0	0	0	1,543	
V_3	225	56	25	50	75	-20	-15	-10	-5	0	-54	-69	0	0	0	1,929	
V_4	240	56	7	14	19	26	19	14	7	0	0	-65	-65	0	0	2,057	
V_5	225	56	-5	-10	-15	-20	75	50	25	0	0	0	-69	-54	0	1,929	
V_6	180	56	-2	-4	-6	-8	-11	87	45	0	0	0	0	-66	-34	1,543	
V_7	105	56	0	0	0	0	0	0	100	0	0	0	0	0	-58	0,900	
D_1	271	20	-114	31	26	21	15	10	5	88	0	0	0	0	0	6,504	
D_2	308	20	-43	-85	43	34	25	17	9	0	91	0	0	0	0	7,392	
D_3	336	20	-23	-46	-70	57	43	28	14	0	0	96	0	0	0	8,064	
D_4	336	20	14	28	43	57	-70	-46	-23	0	0	0	96	0	0	8,064	
D_5	308	20	9	17	25	34	43	-85	-43	0	0	0	0	91	0	7,392	
D_6	271	20	5	10	15	21	26	31	-114	0	0	0	0	0	88	6,504	
X_1	308	20	0	0	0	0	0	0	0	100	0	0	0	0	0	7,392	
X_2	336	20	0	0	0	0	0	0	0	0	100	0	0	0	0	8,064	
X_3	347	20	0	0	0	0	0	0	0	0	0	100	0	0	0	8,328	
X_4	347	20	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	100	0	0	8,328	
X_5	336	20	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	100	0	8,064	
X_6	308	20	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	100	7,392	

Tabelle II. Bestimmung der Abgeleiteten der Arbeitsgleichung.

$$1. \frac{d\mathfrak{H}}{dX_1} = \alpha_1 \rho \sigma_1 P_1 + \alpha_2 \rho \sigma_1 P_2 + \dots + \alpha_1^2 \rho X_1 + \sigma_1 \sigma_2 \rho X_2 \dots = 0$$

O_2	9029	18058	15048	12039	9028	6079	3009	7073	—	—	—
U_2	— 16848	— 14494	— 12069	— 9720	— 7290	— 4860	— 2430	6561	—	—	—
V_1	— 5220	0	0	0	0	0	0	3028	—	—	—
V_2	— 2361	— 4564	577	420	315	210	105	1784	3463	—	—
D_1	— 64997	17726	14774	11878	8863	5907	2952	56367	—	—	—
X_1	0	0	0	0	0	0	0	73920	—	—	—

$$\text{Gleichung 1} \dots - 80397 P_1 + 16726 P_2 + 18330 P_3 + 14557 P_4 + 10916 P_5 + 7276 P_6 + 3636 P_7 + 142733 X_1 + 3463 X_2 = 0.$$

$$2. \text{ Abgeleitete. } \frac{d\mathfrak{H}}{dX_2} = \alpha_1 \rho \sigma_2 P_1 + \alpha_2 \rho \sigma_2 P_2 + \dots + \sigma_2 \rho \sigma_1 X_1 + \sigma_2^2 \rho X_2 + \dots = 0$$

O_3	5051	10102	15153	12123	9092	6062	3031	—	5361	—	—
U_3	— 7696	— 15392	— 12802	— 10268	— 8436	— 5106	— 2590	—	5476	—	—
V_2	— 4583	— 8860	— 1120	815	611	407	204	3463	6721	—	—
V_3	— 2604	— 5208	— 7812	2083	1562	1042	521	—	5625	7187	—
D_2	— 28775	— 57551	28776	23019	17265	11510	5754	—	61213	—	—
X_2	0	0	0	0	0	0	0	—	80640	—	—

$$\text{Gleichung 2} \dots - 38607 P_1 - 76909 P_2 + 24435 P_3 + 27772 P_4 + 20094 P_5 + 13915 P_6 + 6920 P_7 + 3463 X_1 + 165036 X_2 + 7187 X_3 = 0.$$

$$3. \text{ Abgeleitete. } \frac{d\mathfrak{H}}{dX_3} = \alpha_1 \rho \sigma_3 P_1 + \alpha_2 \rho \sigma_3 P_2 + \dots + \sigma_3 \sigma_1 \rho X_1 + \sigma_3 \sigma_2 \rho X_2 + \sigma_3^2 \rho X_3 + \dots = 0$$

O_4	3546	7092	10638	14183	10638	7092	3546	0	0	4863	—
U_4	— 5040	— 10082	— 14976	— 11952	— 8928	— 5976	— 3024	0	0	5184	—
V_3	— 3328	— 6655	— 9983	2662	1997	1331	666	0	7187	9184	—
V_4	— 936	— 1872	— 2540	— 3476	— 2546	— 1872	— 936	0	0	8691	8691
D_3	— 18495	— 35835	— 54334	43929	32368	21963	11559	0	0	74318	—
X_3	0	0	0	0	0	0	0	0	0	83280	—

$$\text{Gleichung 3} \dots - 24253 P_1 - 47352 P_2 - 71195 P_3 + 45346 P_4 + 33529 P_5 + 22538 P_6 + 11811 P_7 + 7187 X_2 + 185520 X_3 + 8691 X_4 = 0.$$

Infolge Symmetrie:

$$\text{Gleichung 4} \dots 11811 P_1 + 22538 P_2 + 33529 P_3 + 45346 P_4 - 71195 P_5 - 47352 P_6 - 24253 P_7 + 8691 X_3 + 185520 X_4 + 7187 X_5 = 0.$$

$$\text{Gleichung 5} \dots 6920 P_1 + 13915 P_2 + 20094 P_3 + 27772 P_4 + 24435 P_5 - 76909 P_6 - 38607 P_7 + 7187 X_4 + 165036 X_5 + 3463 X_6 = 0.$$

$$\text{Gleichung 6} \dots 3636 P_1 + 7276 P_2 + 10916 P_3 + 14557 P_4 + 18330 P_5 + 16726 P_6 - 80397 P_7 + 3463 X_5 + 142733 X_6 = 0.$$

Es ergeben sich folgende Gleichungen, wenn man die Koeffizienten durch 10000 dividiert, um die Werte auf die thatsächliche Einheit zu bringen und wenn man (was in der Original-Rechnung nicht gesehen ist) nur drei Dezimalstellen beibehält:

$$\begin{aligned}
 14,273 X_1 + 0,346 X_2 &= 8,040 P_1 - 1,673 P_2 - 1,833 P_3 - 1,456 P_4 - 1,092 P_5 - 0,728 P_6 - 0,364 P_7 \\
 0,346 X_1 + 16,504 X_2 + 0,719 X_3 &= 8,861 P_1 + 7,691 P_2 - 2,444 P_3 - 2,777 P_4 - 2,009 P_5 - 1,392 P_6 - 0,692 P_7 \\
 + 0,719 X_1 + 18,552 X_3 + 0,869 X_4 &= 2,425 P_1 + 4,735 P_2 + 7,120 P_3 - 4,535 P_4 - 3,353 P_5 - 2,254 P_6 - 1,181 P_7 \\
 + 0,869 X_3 + 18,552 X_4 + 0,719 X_5 &= -1,181 P_1 - 2,254 P_2 - 3,353 P_3 - 4,535 P_4 + 7,120 P_5 + 4,735 P_6 + 2,425 P_7 \\
 + 0,719 X_4 + 16,504 X_5 + 0,346 X_6 &= -0,692 P_1 - 1,392 P_2 - 2,009 P_3 - 2,777 P_4 - 2,444 P_5 + 7,691 P_6 + 8,861 P_7 \\
 + 0,346 X_6 + 14,273 X_6 &= -0,364 P_1 - 0,728 P_2 - 1,092 P_3 - 1,456 P_4 - 1,833 P_5 - 1,673 P_6 + 8,040 P_7
 \end{aligned}$$

Die Auflösung dieser Gleichungen giebt nach längerer Rechnung:

$$\begin{aligned}
 X_1 &= + 0,558 P_1 - 0,128 P_2 - 0,125 P_3 - 0,098 P_4 - 0,074 P_5 - 0,049 P_6 - 0,024 P_7 \\
 X_2 &= + 0,217 P_1 + 0,458 P_2 - 0,155 P_3 - 0,156 P_4 - 0,104 P_5 - 0,078 P_6 - 0,039 P_7 \\
 X_3 &= + 0,125 P_1 + 0,244 P_2 + 0,399 P_3 - 0,227 P_4 - 0,195 P_5 - 0,130 P_6 - 0,067 P_7 \\
 X_4 &= - 0,067 P_1 - 0,130 P_2 - 0,195 P_3 - 0,227 P_4 + 0,399 P_5 + 0,244 P_6 + 0,125 P_7 \\
 X_5 &= - 0,039 P_1 - 0,078 P_2 - 0,104 P_3 - 0,156 P_4 - 0,155 P_5 + 0,458 P_6 + 0,217 P_7 \\
 X_6 &= - 0,024 P_1 - 0,049 P_2 - 0,074 P_3 - 0,098 P_4 - 0,125 P_5 - 0,128 P_6 + 0,558 P_7.
 \end{aligned}$$

Mit Hilfe dieser Werte bestimmen sich nun auch die Einflusswerte von $O_1 O_2 \dots U_1 U_2 \dots D_1 D_2 \dots V_1 V_2 \dots$. Man erhält z. B. für V_2

$$V_2 = 0,45 P_1 + 0,87 P_2 - 0,11 P_3 - 0,08 P_4 - 0,06 P_5 - 0,04 P_6 - 0,02 P_7 - 0,65 X_3 - 0,65 X_4.$$

In dieser Weise wurde es möglich, die Einflusswerte durch Rechnung zu ermitteln. Es kann dies jedoch auch graphisch geschehen. Macht man in F. 23, T. VI X_3 der Reihe nach $= 0,125, 0,244, 0,399, -0,227, -0,195, -0,130, -0,067$ und zieht die Parallelen zum Stammviereck für $X_3 = 1$, so erhält man jene Werte der Spannungen O_4, V_3, V_4, D_3, U_4 , welche zu den Einflusswerten der Stäbe o_4, v_3, v_4, d_3, u_4 des statisch bestimmten Systems algebraisch zu addieren sind, um die richtigen Einfluslinien zu erhalten.

Wichtige Folgerungen, welche sich für die Berechnung derartiger Systeme aus unserem Beispiele ergeben, ziehen wir später bei der speziellen Besprechung dieser Systeme.

§ 12. Satz von der gegenseitigen Verschiebung. Berechnung der Durchbiegung.

Wenn auf die beiden Knotenpunkte AA zwei gleiche Kräfte $P_1 = P_2 = 1$ derartig wirken, daß sie die Entfernung der Punkte AA verringern, so mögen sie in dem vorher spannungslosen statisch bestimmten Fachwerke die Spannungen S' und die Stabänderungen $\Delta l' = \rho S'$ erzeugen und bewirken, daß sich zwei Punkte BB um Δp nähern (System 1).

Wenn ferner auf die beiden Knotenpunkte BB zwei Kräfte $Q_1 = Q_2 = 1$ wie oben wirken, so sollen durch diese in demselben Fachwerke die Spannungen S'' , die Stabänderungen $\Delta l'' = \rho S''$ und hierbei eine Verschiebung der Knotenpunkte AA um Δq erzeugt werden (System 2).

Wirkt nur das System 2, wählt man jedoch die Verschiebungen der Knotenpunkte des Systems 1 als Strecken di in unserer Fundamentalformel 2, S. 223, so wird

$$Q \cdot \Delta p = \Sigma S'' \cdot \Delta l', \quad \text{und, da } Q = 1, \quad \Delta p = \Sigma S'' \rho S'.$$

Wirkt nur das System 1 und wählt man die Verschiebungen des Systems 2 als Strecken di in unserer Fundamentalformel, so ergibt sich

$$\begin{aligned}
 P \cdot \Delta q &= \Sigma S' \cdot \Delta l'', \\
 \Delta q &= \Sigma S' \cdot \rho \cdot S'', \\
 \Delta q &= \Delta p \dots \dots \dots 24.
 \end{aligned}$$

Erzeugt die Belastungseinheit des Knotenkraftpaares AA eine bestimmte relative Bewegung eines zweiten Knotenpaares BB , so ruft auch

die Belastungseinheit des Punktpaares BB eine ebenso große Verschiebung der Punkte AA hervor.

In analoger Weise ergibt sich leicht:

Die Durchbiegung p_{ki} , welche eine in J liegende Knotenlast $P_i = 1$ am Knoten K hervorruft, ist ebenso groß wie die Durchbiegung p_{ik} , welche eine in K liegende Knotenlast $P_k = 1$ im Punkte J hervorruft.

Es ist also die elastische Linie für eine Einzellast in K gleichzeitig die Einflußlinie für die Durchbiegungen in K in Bezug auf eine veränderliche Lastlage, vergl. § 2.

Handelt es sich um die Durchbiegung eines statisch bestimmten Fachwerkträgers und setzt man $P_k = 1$, so werden die Werte des ersten Kraftsystems die Werte der Einflußzahlen $\alpha_{1k}, \alpha_{2k}, \alpha_{3k}$ und jene der Verlängerungen der Stäbe die Werte $\rho_1 \alpha_{1k}, \rho_2 \alpha_{2k}, \rho_3 \alpha_{3k} \dots$ die Spannungen des Kraftsystems 2 die Werte $\alpha_{11}, \alpha_{21}, \alpha_{31}$.

Es ist daher die Verschiebung des Punktes K , wenn eine Einzellast in J liegt,

$$p_{ki} = \rho_1 \alpha_{1k} \alpha_{1i} + \rho_2 \alpha_{2k} \alpha_{2i} + \rho_3 \alpha_{3k} \alpha_{3i} + \dots$$

Beispiel. Will man die Einflußlinie der Durchbiegungen für die Trägermitte des auf T. VI, F. 16 dargestellten Trägers ermitteln, so bildet man die Werte (siehe gleichzeitig Tabelle I, S. 241)

$$O_1 \quad \rho_1 \alpha_1 \alpha_4 \quad \rho_1 \alpha_2 \alpha_4 \quad \rho_1 \alpha_3 \alpha_4 \quad \rho_1 \alpha_4 \alpha_4 \quad \rho_1 \alpha_5 \alpha_4 \quad \text{u. s. w.}$$

wie in Tabelle III, S. 245 geschehen ist. Die Addition der Vertikalspalten giebt die Werte der Einflußgrößen, wobei jedoch zu beachten ist, daß in unserer Tabelle bei Bestimmung der α statt 1 die Größe 100 genommen wurde und daß die thatsächlichen Werte ρ mit $\frac{E_0 F_0}{l_0} = \frac{120 \cdot 2000000}{250}$ multipliziert eingetragen wurden. Wir haben daher die Summen noch durch $\frac{E_0 F_0}{l_0} \cdot 100$ zu dividieren, um δ in cm für $P = 1 \text{ t}$ zu erhalten. Die Ausführung giebt

$$\delta_4 = 0,0166 P_1 + 0,0275 P_2 + 0,0367 P_3 + 0,0459 P_4 + 0,0275 P_5 + 0,0166 P_6.$$

Die Werte wurden in F. 16, T. VI graphisch aufgetragen. Die Größen $\Sigma_g, \Sigma_v, \Sigma_d$ lassen den Einfluß der Gurtungen, Vertikalen und Diagonalen auf die Durchbiegung erkennen, die beiden letzteren sind klein gegen den Einfluß der Gurte, weshalb man nicht mit Unrecht bei Durchführung solcher Aufgaben die Einflüsse des Stabwerks ganz vernachlässigt.

Das Biegungspolygon. In nachstehendem geben wir noch eine sehr einfache, die Berechnung wesentlich erleichternde Auffassung der Durchbiegung.

In einem Polygone $ABCE$ (Fig. 25, S. 246), dessen Endpunkte vertikale Durchbiegungen nicht durchmachen, ändere sich der Winkel γ um $d\gamma$. Denkt man sich zunächst ABC fest, so gelangt hierbei E nach E' , wobei $EE' = c d\gamma$ wird; die vertikale Veränderung von E' wird

$$E'E'' = EE' \cdot \cos v = c \cdot \cos v \cdot d\gamma = b d\gamma.$$

Dreht man nun das ganze System um A wieder zurück, sodaß E' nach E'' kommt, so wird die Verrückung von C

$$C'C'' = \frac{a}{a+b} E'E'' = \frac{ab}{a+b} d\gamma.$$

Die vertikalen Verrückungen der Punkte $ABCD$ werden durch die Ordinaten des schraffierten Dreiecks $AC'E$ gegeben und sind positiv, wenn $d\gamma$ einen Zuwachs, negativ, wenn $d\gamma$ eine Verminderung des Winkels γ bedeutet. Die schraffierte Fläche $AC'E$ ist identisch mit dem Momentenpolygon einer Einzellast $d\gamma$, welche in C wirkt, wenn der Träger in A und E frei aufruhrt; treten mehrere Winkeländerungen $d\beta, d\gamma, d\delta$ auf, so addieren sich die bezüglichen Momente und wir erhalten den wichtigen Satz:

Trägt man die Winkeländerungen $d\beta, d\gamma, d\delta$ der Untergurte als vertikale Kräfte auf und konstruiert ein Seilpolygon, so geben die Ordinaten desselben von der Schlußlinie aus gemessen die Durchbiegungen. Analoges gilt für den Obergurt.

Die elastische Linie des Unter- bzw. Obergurtes ist ein Seilpolygon, für welches die Winkeländerungen der Gurtstäbe die Einzellasten sind.

Die Ermittlung der Winkeländerung gestaltet sich wie folgt:

Für die relative Längenänderung λ_1 eines Stabes l_1 wird $\frac{\Delta l_1}{l_1} = \frac{S_1}{E_1 F_1} = \lambda_1$ und analog $\lambda_2, \lambda_3, \lambda_4 \dots$ für die Stäbe l_2, l_3, l_4 u. s. w. Unter Beibehaltung dieser Bezeichnung ergibt sich für einen Winkel 23, welchen die Stäbe 2 und 3 einschließen, die Winkeländerung (s. S. 246)

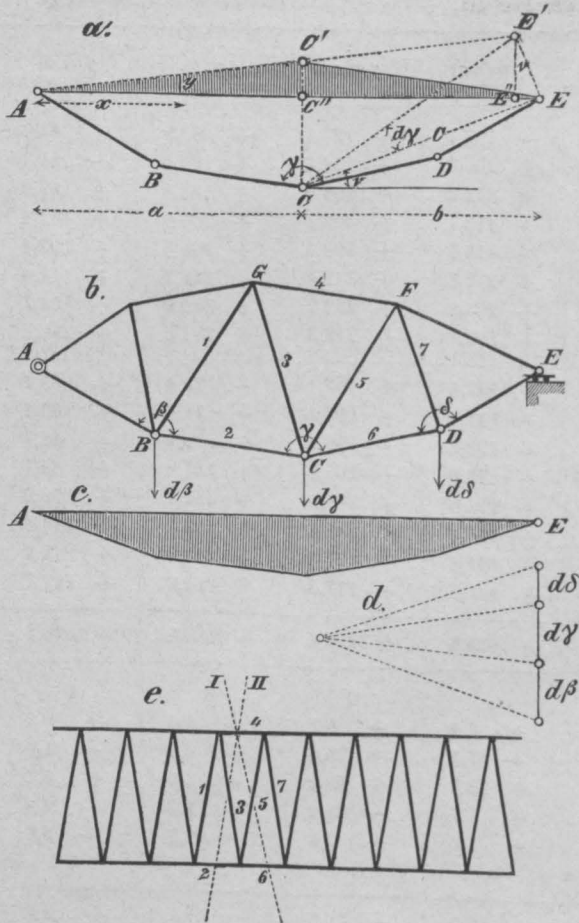
Tabelle III.

Stab.	$p_{\alpha_1 \alpha_4}$	$p_{\alpha_2 \alpha_4}$	$p_{\alpha_3 \alpha_4}$	$p_{\alpha_4 \alpha_4}$	$p_{\alpha_5 \alpha_4}$	$p_{\alpha_6 \alpha_4}$	$p_{\alpha_7 \alpha_4}$
O_1	+ 296,2	+ 254,3	+ 212,3	+ 169,1	+ 127,1	+ 83,9	+ 43,3
O_2	+ 154,7	+ 308,0	+ 256,9	+ 205,8	+ 154,7	+ 103,6	+ 51,1
O_3	+ 114,4	+ 228,7	+ 341,4	+ 272,2	+ 204,5	+ 137,8	+ 67,6
O_4	+ 102,4	+ 206,8	+ 309,3	+ 413,7	+ 309,3	+ 206,8	+ 102,4
O_5	+ 102,4	+ 206,8	+ 309,3	+ 413,7	+ 309,3	+ 206,8	+ 102,4
O_6	+ 67,6	+ 137,8	+ 204,5	+ 272,2	+ 341,4	+ 228,7	+ 114,4
O_7	+ 51,1	+ 103,6	+ 154,7	+ 205,8	+ 256,9	+ 308,0	+ 154,7
O_8	+ 43,3	+ 83,9	+ 127,1	+ 169,1	+ 212,3	+ 254,3	+ 296,2
U_1	+ 247,7	+ 213,0	+ 177,3	+ 141,6	+ 107,1	+ 71,4	+ 35,7
U_2	+ 247,7	+ 213,0	+ 177,3	+ 141,6	+ 107,1	+ 71,4	+ 35,7
U_3	+ 144,6	+ 289,1	+ 240,5	+ 193,2	+ 158,5	+ 95,9	+ 48,7
U_4	+ 116,2	+ 232,4	+ 345,3	+ 275,6	+ 205,8	+ 137,8	+ 69,7
U_5	+ 69,7	+ 137,8	+ 205,8	+ 275,6	+ 345,3	+ 232,4	+ 116,2
U_6	+ 48,7	+ 95,9	+ 158,5	+ 193,2	+ 240,5	+ 289,1	+ 144,6
U_7	+ 35,7	+ 71,4	+ 107,1	+ 141,6	+ 177,3	+ 213,0	+ 247,7
U_8	+ 35,7	+ 71,4	+ 107,1	+ 141,6	+ 177,3	+ 213,0	+ 247,7
Σ_g	+ 1878,1	+ 2853,9	+ 3434,4	+ 3625,6	+ 3434,4	+ 2853,9	+ 1878,1
V_1	0	0	0	0	0	0	0
V_2	- 5,6	- 10,7	+ 1,4	+ 1,6	+ 0,7	+ 0,5	+ 0,2
V_3	- 9,6	- 19,3	- 28,9	+ 7,7	+ 5,8	+ 3,9	+ 1,9
V_4	+ 3,7	+ 7,5	+ 10,2	+ 13,9	+ 10,2	+ 7,5	+ 3,7
V_5	+ 1,9	+ 3,9	+ 5,8	+ 7,7	- 28,9	- 19,3	- 9,6
V_6	+ 0,2	+ 0,5	+ 0,7	+ 1,0	+ 1,4	- 10,7	- 5,6
V_7	0	0	0	0	0	0	0
Σ_v	- 9,4	- 18,1	- 10,8	+ 31,9	- 10,8	- 18,1	- 9,4
D_1	- 155,7	+ 42,3	+ 35,5	+ 28,7	+ 20,5	+ 13,7	+ 6,8
D_2	- 108,1	- 213,6	+ 108,7	+ 85,5	+ 62,8	+ 42,7	+ 22,6
D_3	- 105,7	- 211,4	- 321,8	+ 262,0	+ 197,6	+ 128,7	+ 64,4
D_4	+ 64,4	+ 128,7	+ 197,6	+ 262,0	- 321,8	- 211,4	- 105,7
D_5	+ 22,6	+ 42,7	+ 62,8	+ 85,5	+ 108,7	- 213,6	- 108,1
D_6	+ 6,8	+ 13,7	+ 20,5	+ 28,7	+ 35,5	+ 42,3	- 155,7
Σ_d	- 275,7	- 197,6	+ 103,3	+ 752,4	+ 103,3	- 197,6	- 275,7

Zusammenstellung.

Σ_g	+ 1878,1	+ 2853,9	+ 3434,4	+ 3625,6	+ 3434,4	+ 2853,9	+ 1878,1
Σ_v	- 9,4	- 18,1	- 10,8	+ 31,9	- 10,8	- 18,1	- 9,4
Σ_d	- 275,7	- 197,6	+ 103,3	+ 752,4	+ 103,3	- 197,6	- 275,7
	+ 1593,0	+ 2638,2	+ 3526,9	+ 4409,9	+ 3526,9	+ 2638,2	+ 1593,0
	P_1	P_2	P_3	P_4	P_5	P_6	P_7
	0,01663	0,02748	0,03674	0,04593	0,03674	0,02748	0,01663

Fig. 25.



$$d(23) = \cotang 12 (\lambda_1 - \lambda_2) + \cotang 13 (\lambda_1 - \lambda_3),$$

wonach es sehr einfach ist, eine solche Winkeländerung zu rechnen. Für die Rechnung des $d\gamma$ ergäbe sich in unserem Falle, indem man der Reihe nach die Dreiecke BCG , GCF , FCD betrachtet:

$$\lambda_1 = \frac{S_1}{E_1 F_1},$$

$$\lambda_2 = \frac{S_2}{E_2 F_2} \dots \lambda_7 = \frac{S_7}{E_7 F_7},$$

$$d\gamma = d(26) = \begin{cases} + \cotg (12) (\lambda_1 - \lambda_2) + \cotg (13) (\lambda_1 - \lambda_3) \\ + \cotg (43) (\lambda_4 - \lambda_3) + \cotg (45) (\lambda_4 - \lambda_5) \\ + \cotg (75) (\lambda_7 - \lambda_5) + \cotg (76) (\lambda_7 - \lambda_6) \end{cases}$$

Sehr häufig genügt es, lediglich die Längenänderungen der Gurte zu berücksichtigen; in diesem Falle wird einfacher

$$d\gamma = \lambda_4 [\cotang (43) + \cotang (45)] - \lambda_2 \cotang (12) - \lambda_6 \cotang (76).$$

Bemerkung. Für ein Fachwerk mit parallelen Gurten von der Querschnittsfläche F , der Trägerhöhe h und unendlich dichtem Netzwerke von der Maschenweite dx wird, wenn M das Moment der äußeren Kräfte, für die unendlich nahen Schnitte I und II (Fig. 25)

$$S_2 = \frac{+M}{h}, \quad S_6 = \frac{+M}{h}, \quad S_4 = \frac{-M}{h},$$

$$\cotang 43 = \cotang 45 = \cotang 12 = \cotang 76 = \frac{dx}{2h}$$

und bei Vernachlässigung der Dehnungen der Gitterstäbe

$$d\gamma = -\frac{M}{hEF} \left[\frac{dx}{2h} + \frac{dx}{2h} \right] - \frac{M}{hEF} \frac{dx}{2h} - \frac{M}{hEF} \frac{dx}{2h} = -\frac{M}{hEF} 4 \frac{dx}{2h} = -\frac{2M}{h^2 EF} dx.$$

Sind y und x die Koordinaten der elastischen Linie des Untergurtes, so ist $d\gamma = \frac{d^2 y}{dx^2}$ und $\frac{h^2 F}{2} = J$ das Trägheitsmoment des Querschnitts, also $\frac{d^2 y}{dx^2} = -\frac{M}{EJ}$.

Die elastische Linie ist ein Seilpolygon, für welches die Momentenfläche die Belastungsfläche ist.

Das Biegungspolygon kann nicht nur zu rascher Bestimmung der Durchbiegungen eines Trägers, dessen Spannungen gegeben sind, sondern auch direkt zur Ermittlung der äußeren Kräfte statisch unbestimmter Systeme benutzt werden. Siehe die später folgenden Beispiele.

§ 13. Mathematische Hilfssätze.

Allgemeines. Bei vollwandigen und Fachwerkträgern, welche dem Einflusse äußerer Kräfte unterworfen werden und für welche die Lehrsätze für das Gleichgewicht der angreifenden und widerstehenden Kräfte nicht mehr ausreichen, um die Widerstände der Unterlagen oder die Spannungen abzähliger Bestandteile ermitteln zu können, führt man zweckmäßig jene bestimmte Anzahl (n) widerstehender Kräfte $X_1 X_2 \dots X_n$ als Unbekannte in die Gesamtanordnung ein, welche ausreicht, die übrigen widerstehenden Kräfte nach den Regeln der Gleichgewichtslehre als Funktionen dieser Größen X und der bekannten angreifenden Kräfte bestimmen zu können. Stellt man nun für die Gesamtanordnung die Formänderungsarbeit \mathfrak{A} der widerstehenden Kräfte (Spannungen, Stützendrücke) auf, welche hiernach lediglich eine Funktion der bekannten angreifenden Kräfte und der unbekannten Größen $X_1 \dots$ u. s. w.

sein wird, so giebt die Differentiation von \mathfrak{A} nach den Unbekannten $X_1 \dots X_n$ nunmehr u Gleichungen, welche die Bedingung ausdrücken, daß die Formänderungsarbeit der widerstehenden Kräfte stets ein Kleinstes sein muß; diese u Gleichungen ermöglichen die Berechnung der Unbekannten X .

In den allermeisten Fällen hat man es bei wirklichen Ausführungen mit symmetrischen Gebilden zu thun und die Unbekannten können so gewählt werden, daß je zwei derselben symmetrisch liegen; in allen diesen Fällen kann die Auflösung der genannten Gleichungen, welche zu den mühsamsten Arbeiten für die Berechnung gezählt werden muß, ganz wesentlich erleichtert werden. Dies zu untersuchen soll Aufgabe des zunächst Folgenden sein.

Ein weiterer mislicher Umstand, welcher bei Berechnung derartiger statisch unbestimmten Gebilde in Frage kommt, besteht darin, daß die Aufstellung der Formänderungsarbeit die Kenntnis der Querschnitte, deren Bestimmung ja meist Aufgabe der Berechnung ist, bereits verlangt, daß mithin nie eine unmittelbare, sondern stets nur eine Näherungsregel möglich wird, es erscheint also eine Wiederholung der Rechnung auf Grund der Werte nötig, welche die erste zum Teil willkürliche Annahme erzielte. Der zweite Teil vorliegender Abhandlung soll sich mit der Aufgabe beschäftigen, den Einfluß einer Querschnittsänderung einzelner Teile auf die Ergebnisse der Rechnung zu untersuchen und Näherungsregeln anzugeben, deren Durchführung eine rasche Ermittlung der Spannungsänderungen gestattet. Man vergleiche S. 239.

Die erwähnten u Gleichungen, welche sich auf Grundlage des Satzes vom Kleinsten der Formänderungsarbeit eines Gebildes für die überzähligen widerstehenden Kräfte X ergeben, besitzen bei symmetrischer Anordnung stets die folgende Gestalt, wobei die Gruppe I als Vertreter einer geraden Anzahl Unbekannter gelten, Gruppe II eine ungerade Anzahl versinnlichen soll.

$$\left. \begin{aligned} a X_1 + b X_2 + c X_3 + d X_4 + e X_5 + f X_6 &= P_1 \\ b X_1 + g X_2 + h X_3 + i X_4 + k X_5 + e X_6 &= P_2 \\ c X_1 + h X_2 + l X_3 + m X_4 + i X_5 + d X_6 &= P_3 \\ d X_1 + i X_2 + m X_3 + l X_4 + h X_5 + c X_6 &= P_4 \\ e X_1 + k X_2 + i X_3 + h X_4 + g X_5 + b X_6 &= P_5 \\ f X_1 + e X_2 + d X_3 + c X_4 + b X_5 + a X_6 &= P_6 \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots \text{I.}$$

und weiter:

$$\left. \begin{aligned} a X_1 + b X_2 + c X_3 + d X_4 + e X_5 + f X_6 + g X_7 &= P_1 \\ b X_1 + h X_2 + i X_3 + k X_4 + l X_5 + m X_6 + f X_7 &= P_2 \\ c X_1 + i X_2 + n X_3 + o X_4 + p X_5 + l X_6 + e X_7 &= P_3 \\ d X_1 + k X_2 + o X_3 + q X_4 + o X_5 + k X_6 + d X_7 &= P_4 \\ e X_1 + l X_2 + p X_3 + o X_4 + n X_5 + i X_6 + c X_7 &= P_5 \\ f X_1 + m X_2 + l X_3 + k X_4 + i X_5 + h X_6 + b X_7 &= P_6 \\ g X_1 + f X_2 + e X_3 + d X_4 + c X_5 + b X_6 + a X_7 &= P_7 \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots \text{II.}$$

Hierin sind a, b, c, d u. s. w. stets Zahlenwerte, welche nur von der Gestalt, nicht aber von der Belastungsweise des fraglichen Trägers abhängig sind, während die Werte P_i Größen bezeichnen, welche außer von der Gestalt des Trägers auch noch von der Belastungsweise und mitunter wohl auch von dem Wärmezustande des Gebildes abhängen und für jede gegebene Belastung ermittelt werden müssen.

Ist u die Anzahl der Unbekannten, so beträgt die Anzahl der untereinander verschiedenen Werte $a, b, c \dots$ u. s. w. $\frac{u(u+2)}{4}$, wenn u eine gerade Zahl, $\left(\frac{u+1}{2}\right)^2$, wenn u eine ungerade Zahl ist.

Es ist bei wirklichen Rechnungsausführungen, wenn es sich um Bestimmung der ungünstigsten Werte einzelner Spannungen oder Stützenwiderstände handelt, stets zweckmäßig zunächst nur die Werte a, b u. s. w. ziffermäßig auszumitteln, die Werte P_1, P_2 u. s. f. als Buchstaben zu belassen.

Nun sei:

$$\begin{array}{lll} X_1 + X_6 = V_1 & X_2 + X_5 = V_2 & X_3 + X_4 = V_3, \\ X_1 - X_6 = U_1 & X_2 - X_5 = U_2 & X_3 - X_4 = U_3, \end{array}$$

so ergibt sich durch Addition der ersten und letzten, zweiten und vorletzten, dritten und drittletzten Zeile:

$$\left. \begin{aligned} (a + f) V_1 + (b + e) V_2 + (c + d) V_3 &= P_1 + P_6 = A_1 \\ (b + e) V_1 + (g + k) V_2 + (h + i) V_3 &= P_2 + P_5 = A_2 \\ (c + d) V_1 + (h + i) V_2 + (l + m) V_3 &= P_3 + P_4 = A_3 \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots \text{I}_1.$$

und durch Subtraktion der letzten von der ersten, der vorletzten von der zweiten Gleichung u. s. w.

$$\left. \begin{aligned} (a - f) U_1 + (b - e) U_2 + (c - d) U_3 &= P_1 - P_6 = B_1 \\ (b - e) U_1 + (g - k) U_2 + (h - i) U_3 &= P_2 - P_5 = B_2 \\ (c - d) U_1 + (h - i) U_2 + (l - m) U_3 &= P_3 - P_4 = B_3 \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots \text{I}_2.$$

In ähnlicher Weise setzt man für die Gruppe II:

$$\begin{array}{llll} X_1 + X_7 = V_1 & X_2 + X_6 = V_2 & X_3 + X_5 = V_3 & X_4 + X_4 = V_4, \\ X_1 - X_7 = U_1 & X_2 - X_6 = U_2 & X_3 - X_5 = U_3, \end{array}$$

und erhält:

$$\left. \begin{array}{l} (a+g)V_1 + (b+f)V_2 + (c+e)V_3 + dV_4 = P_1 + P_7 = A_1 \\ (b+f)V_1 + (h+m)V_2 + (i+l)V_3 + kV_4 = P_2 + P_6 = A_2 \\ (c+e)V_1 + (i+l)V_2 + (n+p)V_3 + oV_4 = P_3 + P_5 = A_3 \\ 2dV_1 + 2kV_2 + 2oV_3 + qV_4 = P_4 + P_4 = A_4 \end{array} \right\} \dots \dots \dots \text{II.}$$

ferner:

$$\left. \begin{array}{l} (a-g)U_1 + (b-f)U_2 + (c-e)U_3 = P_1 - P_7 = B_1 \\ (b-f)U_1 + (h-m)U_2 + (i-l)U_3 = P_2 - P_6 = B_2 \\ (c-e)U_1 + (i-l)U_2 + (n-p)U_3 = P_3 - P_5 = B_3 \end{array} \right\} \dots \dots \dots \text{II.}$$

Es läßt sich mithin das gegebene Gleichungssystem von n Gleichungen stets in zwei Gleichungssysteme zerlegen und zwar, im Falle n eine gerade Zahl ist, in zwei Systeme von je $\frac{n}{2}$ Unbekannten, im Falle n eine ungerade Zahl ist, in ein System von $\frac{n+1}{2}$ und in ein solches von $\frac{n-1}{2}$ Unbekannten.

Die Gleichungssysteme I₁, I₂ bzw. II₁, II₂, welche wir die abgeleiteten nennen wollen, sind einfach symmetrisch. Ihre Determinante besitzt eine Form, wonach die Zeilen und Kolonnen-Nummern eines Elementes vertauschbar sind, ohne den Wert des Elementes zu ändern (Baltzer. Determinanten 1875, S. 16); solche Determinanten aber besitzen die Eigenschaft, daß irgend ein Element mit dem ihm symmetrischen dieselbe Adjunkte hat. Es ist daher z. B. für die Gruppe I₁, wenn wir sie in der Form schreiben:

$$\left. \begin{array}{l} \alpha V_1 + \beta V_2 + \gamma V_3 = A_1 \\ \beta V_1 + \delta V_2 + \varepsilon V_3 = A_2 \\ \gamma V_1 + \varepsilon V_2 + \zeta V_3 = A_3 \end{array} \right\} \dots \dots \dots \text{I'}. \quad \text{stets:}$$

$$\begin{array}{l} V_1 = \alpha' A_1 + \beta' A_2 + \gamma' A_3 \\ V_2 = \beta' A_1 + \delta' A_2 + \varepsilon' A_3 \\ V_3 = \gamma' A_1 + \varepsilon' A_2 + \zeta' A_3, \end{array}$$

das heißt, es zeigen die Koeffizienten der aufgelösten Gleichungen dieselbe Symmetrie, wie jene der Unbekannten sie aufweist.

Hierin ist $\alpha' = \frac{\alpha_1}{\Delta}$; $\beta' = \frac{\beta_1}{\Delta}$ u. s. w., wenn

$$\Delta = \begin{vmatrix} \alpha & \beta & \gamma \\ \beta & \delta & \varepsilon \\ \gamma & \varepsilon & \zeta \end{vmatrix}$$

und $\alpha_1, \beta_1, \gamma_1$ u. s. w. die Subdeterminanten von α, β, γ der Determinante Δ sind.

Diese erkannte Symmetrie erleichtert und vereinfacht nunmehr auch die Lösung der abgeleiteten Gleichung ungemein, indem es gar nicht nötig ist, sämtliche Werte der Koeffizienten von A zu rechnen, es kann vielmehr diese Rechnung auf eine wesentlich geringere Zahl beschränkt werden. Für m Unbekannte wird die Anzahl der zu rechnenden Koeffizienten $\alpha' \beta'$ bei unsymmetrischer Form m^2 , bei einfach symmetrischer aber, wie im vorliegenden Falle, nur $\frac{m(m+1)}{2}$.

Geht man nunmehr aus den abgeleiteten Gleichungen auf die Hauptgleichung zurück, so findet sich sofort, daß hier die Lösungen eine doppelt symmetrische Form besitzen, und zwar ist z. B. stets:

$$\left. \begin{array}{l} X_1 = a' P_1 + b' P_2 + c' P_3 + d' P_4 + e' P_5 + f' P_6 \\ X_2 = b' P_1 + g' P_2 + h' P_3 + i' P_4 + k' P_5 + e' P_6 \\ X_3 = c' P_1 + h' P_2 + l' P_3 + m' P_4 + i' P_5 + d' P_6 \\ X_4 = d' P_1 + i' P_2 + m' P_3 + l' P_4 + h' P_5 + c' P_6 \\ X_5 = e' P_1 + k' P_2 + i' P_3 + h' P_4 + g' P_5 + b' P_6 \\ X_6 = f' P_1 + e' P_2 + d' P_3 + c' P_4 + b' P_5 + a' P_6 \end{array} \right\} \dots \dots \dots \text{III.}$$

Eine ähnliche Lösung, auf deren Wiedergabe wir verzichten, ergäbe Gruppe II der Gleichungen. Zerfällt das Gleichungssystem I in die Gruppen I₁ und I₂ und sind Δ_1 und Δ_2 die Determinanten dieser Gruppen, sind ferner $\frac{\alpha_1}{\Delta_1} = \alpha'$ und $\frac{\alpha_2}{\Delta_2} = \alpha''$ die Koeffizienten von A_1 bzw. B_1 in den Gruppen I₁ und I₂, so ist, wie eine einfache Erwägung ergibt, der Koeffizient α' von P_1 im System III gegeben durch

$$\alpha' = \frac{\alpha' + \alpha''}{2} = \frac{\alpha_1}{2\Delta_1} + \frac{\alpha_2}{2\Delta_2} = \frac{\alpha_1 \Delta_2 + \Delta_1 \alpha_2}{2\Delta_1 \Delta_2},$$

nun muß aber auch $a' = \frac{a_1}{\Delta}$ sein, wenn Δ die Determinante der Gleichungen I und a_1 die Subdeterminante bezeichnet, welche der GröÙe a in Δ entspricht. Die Bedingung

$$\frac{a_1}{\Delta} = \frac{\alpha_1 \Delta_2 + \alpha_2 \Delta_1}{2 \Delta_1 \Delta_2}$$

aber besagt, daß Δ stets durch das Produkt zweier Determinanten Δ_1 und Δ_2 ausgedrückt werden kann, was sich auch direkt durch Umformung der Determinante Δ erreichen läßt. (Vergl. Baltzer.)

Bei Ermittlung der Werte X kommt es bei Rechnungen häufig vor, daß einer oder mehrere der Koeffizienten von X ihre GröÙe um ein geringes Maß ändern. In solchen Fällen ist es nun keineswegs nötig, die Auflösung des Gleichungssystems neuerdings vorzunehmen, sondern es wird genügen, die Änderung der GröÙe durch Näherung zu ermitteln. Es sei

$$\begin{aligned} a_{11} X_1 + a_{12} X_2 + a_{13} X_3 &= P_1 & X_1 &= a'_{11} P_1 + a'_{12} P_2 + a'_{13} P_3 \\ a_{21} X_1 + a_{22} X_2 + a_{23} X_3 &= P_2 & \text{und} & X_2 &= a'_{21} P_1 + a'_{22} P_2 + a'_{23} P_3 \\ a_{31} X_1 + a_{32} X_2 + a_{33} X_3 &= P_3 & & X_3 &= a'_{31} P_1 + a'_{32} P_2 + a'_{33} P_3. \end{aligned}$$

Wir wollen nunmehr annehmen, daß sich a_{32} um da_{32} ändere und die GröÙe bestimmen, um welche sich X_1 ändert. Man erhält durch Differentiation:

$$\begin{aligned} a_{11} \frac{dX_1}{da_{32}} + a_{12} \frac{dX_2}{da_{32}} + a_{13} \frac{dX_3}{da_{32}} &= 0 \\ a_{21} \frac{dX_1}{da_{32}} + a_{22} \frac{dX_2}{da_{32}} + a_{23} \frac{dX_3}{da_{32}} &= 0 \\ a_{31} \frac{dX_1}{da_{32}} + a_{32} \frac{dX_2}{da_{32}} + a_{33} \frac{dX_3}{da_{32}} &= -X_2. \end{aligned}$$

Daraus findet sich:

$$\frac{dX_1}{da_{32}} = \begin{vmatrix} 0 & a_{12} & a_{13} \\ 0 & a_{22} & a_{23} \\ -X_2 & a_{32} & a_{33} \end{vmatrix} : \begin{vmatrix} a_{11} & a_{12} & a_{13} \\ a_{21} & a_{22} & a_{23} \\ a_{31} & a_{32} & a_{33} \end{vmatrix},$$

also

$$\frac{dX_1}{da_{32}} = -a'_{31} \cdot X_2$$

oder allgemein:

$$dX_m = -a'_{im} X_k \cdot da_{ik}.$$

Eine besondere Gruppe von Gleichungen, welche in der Theorie der kontinuierlichen Träger (bei Momentengleichungen, Normalgleichungen), bei Bestimmung der Gegendiagonalen eines Fachwerks u. s. w. eine wichtige Rolle spielen, erscheinen in der Form:

$$\begin{aligned} \alpha_1 X_1 + \beta_1 X_2 + \dots &= M_1 \\ \beta_1 X_1 + \alpha_2 X_2 + \beta_2 X_3 + \dots &= M_2 \\ &+ \beta_2 X_2 + \alpha_3 X_3 + \beta_3 X_4 + \dots = M_3 \\ &+ \beta_3 X_3 + \alpha_4 X_4 + \beta_5 X_5 = M_5 \\ &\dots \end{aligned}$$

Ihre Determinante läßt sich in der Form schreiben:

$$\begin{vmatrix} 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \dots \\ 0 & \alpha_1 & \beta_1 & 0 & 0 & 0 & 0 & \dots \\ 0 & \beta_1 & \alpha_2 & \beta_2 & 0 & 0 & 0 & \dots \\ 0 & 0 & \beta_2 & \alpha_3 & \beta_3 & 0 & 0 & \dots \\ \dots & \dots & \dots & \dots & \dots & \dots & \dots & \dots \end{vmatrix}$$

Bezeichnet man die Determinante

$$\begin{vmatrix} 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & \alpha_1 & \beta_1 & 0 \\ 0 & \beta_1 & \alpha_2 & \beta_2 \\ 0 & 0 & \beta_2 & \alpha_3 \end{vmatrix} = \Delta_3,$$

allgemein mit Δ_r eine Determinante, deren Diagonale von 1 bis α_r reicht, so ergibt sich leicht die Formel:

$$\Delta_r = \alpha_r \Delta_{r-1} - \beta_{r-1}^2 \cdot \Delta_{r-2}.$$

Diese gestattet eine äußerst rasche Berechnung der Determinante.

Es ist z. B. $\Delta_0 = 1$

$$\Delta_1 = \alpha_1$$

$$\Delta_2 = \alpha_2 \alpha_1 - \beta_1^2$$

$$\Delta_3 = \alpha_3 \alpha_2 \alpha_1 - \alpha_3 \beta_1^2 - \beta_2^2 \alpha_1$$

$$\Delta_4 = \alpha_4 \alpha_3 \alpha_2 \alpha_1 - \alpha_4 \alpha_3 \beta_1^2 - \alpha_4 \alpha_1 \beta_2^2 - \alpha_2 \alpha_1 \beta_3^2 + \beta_3^2 \beta_1^2 \text{ u. s. w.}$$

Untersuchung des Falles $M_1 = M_2 = \dots = 0$.

Hier ist:

$$\begin{aligned} \alpha_1 X_1 + \beta_1 X_2 &\dots\dots\dots = 0 && \text{a.} \\ \beta_1 X_1 + \alpha_2 X_2 + \beta_2 X_3 &\dots\dots\dots = 0 && \text{b.} \\ &+ \beta_2 X_2 + \alpha_3 X_3 + \beta_3 X_4 = 0 && \text{c.} \end{aligned}$$

also

$$\begin{aligned} \text{aus a.} \quad & \frac{X_2}{X_1} = -\frac{\alpha_1}{\beta_1} = -\frac{\Delta_1}{\beta_1 \Delta_0}, \\ \text{aus b.} \quad & \frac{X_3}{X_2} = -\frac{\alpha_2 + \beta_1 \frac{X_1}{X_2}}{\beta_2} = -\frac{\alpha_2 \Delta_1 - \Delta_0 \beta_1^2}{\beta_2 \Delta_1} = -\frac{\Delta_2}{\beta_2 \Delta_1}, \\ \text{aus c.} \quad & \frac{X_4}{X_3} = -\frac{\alpha_3 + \beta_2 \frac{X_2}{X_3}}{\beta_3} = -\frac{\alpha_3 \Delta_2 - \Delta_1 \beta_2^2}{\beta_3 \Delta_2} = -\frac{\Delta_3}{\beta_3 \Delta_2}, \end{aligned}$$

mithin allgemein, wenn ξ_n eine bestimmte Verhältniszahl bezeichnet,

$$\frac{X_{n+1}}{X_n} = -\frac{\Delta_n}{\beta_n \cdot \Delta_{n-1}} = \xi_n.$$

Wir sehen mithin, daß zwei aufeinanderfolgende Werte X in einem festen Verhältnis stehen, welches sich in bestimmten Fällen sehr rasch einer gegebenen Grenze nähert. Für den Fall eines in den ersten Feldern unbelasteten kontinuierlichen Trägers, bei welchem die Werte X die Normalmomente darstellen und das obige Gleichungssystem stets zutrifft, ist ξ_n das Verhältnis, in welches jedes Feld durch den sogenannten Fixpunkt geteilt wird.

Für $\alpha_1 = \alpha_2 = \dots = \alpha$, $\beta_1 = \beta_2 = \dots = \beta$ nähert sich ξ sehr rasch einer bestimmten Grenze. Diese kann gefunden werden, wenn man für den Grenzwert $\xi_m = -\xi_{m-1}$ setzt; man bekommt dann

$$\xi_m = +\frac{\alpha - \frac{\beta}{\xi_m}}{\beta}, \quad \text{woraus} \quad \xi_m = +\frac{\alpha}{2\beta} + \sqrt{\frac{\alpha^2}{4\beta^2} - 1}.$$

Für $\alpha = 4$, $\beta = 1$ wird $\xi_m = 2 + \sqrt{3} = 3,73205$.

Beim kontinuierlichen Träger mit gleichlangen Feldern wird:

und mithin

$$\begin{aligned} \alpha_1 = \alpha_2 = \dots = 4; \quad \beta_1 = \beta_2 = \dots = 1, \\ \Delta_0 = 1 \\ \Delta_1 = 4 & \qquad \frac{\Delta_1}{\Delta_0} = 4,0000 \\ \Delta_2 = 4 \cdot 4 - 1 = 15 & \qquad \frac{\Delta_2}{\Delta_1} = 3,7500 \\ \Delta_3 = 4 \cdot 15 - 4 = 56 & \qquad \frac{\Delta_3}{\Delta_2} = 3,7333 \\ \Delta_4 = 4 \cdot 56 - 15 = 209 & \qquad \frac{\Delta_4}{\Delta_3} = 3,7321 \\ \Delta_5 = 4 \cdot 209 - 56 = 780 \\ \Delta_6 = 4 \cdot 780 - 209 = 2911 \\ \Delta_7 = 4 \cdot 2911 - 780 = 10864 \\ \Delta_8 = 4 \cdot 10864 - 2911 = 40545 \text{ u. s. w.} \end{aligned}$$

Wendet man auf diese Form bei vollkommen symmetrischer Gestaltung die oben entwickelte Zerlegung der Determinante in das Produkt zweier anderen an, so wird z. B. für die Form:

$$\Delta_8 = \begin{vmatrix} \alpha_1 & \beta_1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ \beta_1 & \alpha_2 & \beta_2 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & \beta_2 & \alpha_3 & \beta_3 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & \beta_3 & \alpha_4 & \beta_4 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \beta_4 & \alpha_5 & \beta_5 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \beta_5 & \alpha_6 & \beta_6 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \beta_6 & \alpha_7 & \beta_7 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \beta_7 & \alpha_8 \end{vmatrix} = \begin{vmatrix} \alpha_1 & \beta_1 & 0 & 0 \\ \beta_1 & \alpha_2 & \beta_2 & 0 \\ 0 & \beta_2 & \alpha_3 & \beta_3 \\ 0 & 0 & \beta_3 & (\alpha_4 + \beta_4) \end{vmatrix} \cdot \begin{vmatrix} \alpha_1 & \beta_1 & 0 & 0 \\ \beta_1 & \alpha_2 & \beta_2 & 0 \\ 0 & \beta_2 & \alpha_3 & \beta_3 \\ 0 & 0 & \beta_3 & (\alpha_4 - \beta_4) \end{vmatrix}$$

also

$$\Delta_8 = (\Delta_4 + \beta_4 \Delta_3) (\Delta_4 - \beta_4 \Delta_3) = \Delta_4^2 - \beta_4^2 \Delta_3^2.$$

Litteratur,

Einflußlinien und allgemeine Theorie der Fachwerke betreffend.

- Maxwell. Reciprocal figures, frames and diagrams of forces. Edinburg 1869—70.
- Jenkin. On the practical application of reciprocal figures to the calculation of strains in frame-work. Abhandlungen der königl. Gesellschaft in Edinburg 1870.
- Keck. Über die Ermittlung der Spannungen in Fachwerksträgern mit Hilfe der graphischen Statik. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1870, S. 153.
- Keck. Ungünstigste Belastungsart für Fachwerksträger. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1874, S. 352.
- Beiträge zur Theorie des Fachwerks. Zeitschr. d. bayer. Arch.- u. Ing.-Ver. 1875, S. 7.
- Schäffer. Zur Berechnung der Fachwerksträger auf zwei Stützpunkten. Deutsche Bauz. 1875, S. 367, 375, 385, 397.
- Knoll, K. Eine allgemeine Theorie der Formveränderungen des einfachen Fachwerks. Allg. Bauz. 1875, S. 54.
- Mohr. Beitrag zur Theorie der Bogenfachwerksträger. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1874, S. 223.
- Mohr. Beitrag zur Theorie des Fachwerks. Dasselbst S. 509 und 1875, S. 17.
- Fränkel. Über die ungünstigste Einstellung eines Systems von Einzellasten auf Fachwerksträgern. Civiling. 1876, S. 441.
- Fränkel. Anwendung der Theorie des augenblicklichen Drehpunktes u. s. w. Civilingenieur 1875.
- Winkler. Die Durchbiegung der Gitterträger. Techn. Blätter 1876, S. 169.
- Beitrag zur Bestimmung der Maximalspannungen der Füllungsglieder einfacher Balkenfachwerke. Eisenbahn, Bd. IX, S. 17.
- Winkler. Über die Durchbiegung der Brückenträger. Wochenschr. d. österr. Ing.-Ver. 1876, S. 304.
- Über mehrfaches Fachwerk und eine neue Trägerform. Deutsche Bauz. 1876, S. 61, 101, 121, 176, 211, 245.
- Clarke. Graphische Bestimmung der Spannungen im Fachwerksträger. Engng. 1877.
- Cain, W. Maximum stresses in framed bridges. New-York (London) 1878.
- Föppl. Die neuen Trägersysteme für eiserne Brücken. Leipzig 1878.
- Graphisch-analytische Bestimmung der genauen Belastungsgrenzen beliebig geformter Fachwerksbalken. Eisenb. 1878, S. 17—22.
- Herzmansky. Durchbiegung eiserner Fachwerke. Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1878, S. 185—189.
- Engesser. Über die Durchbiegung der Fachwerke und die hierbei auftretenden zusätzlichen Spannungen. Zeitschr. f. Bauk. 1879, S. 590—602.
- Föppl, A. Ausgewählte Kapitel der mathem. Theorie der Baukonstruktionen. I. Abteil. Theorie des Fachwerks. Leipzig 1880.
- Weyrauch, J. Kennzeichen statisch bestimmter Systeme. Zeitschr. f. Bauk. 1880, S. 248—251.
- Ritter. Beitrag zur Theorie der Fachwerke. Schweiz. Bauz. 1880, Bd. XII.
- Steiner, F. Studien über Fachwerke. Techn. Blätter 1880, S. 134.
- Weyrauch, J. Kennzeichen statisch bestimmter und stabiler Träger. Zeitschr. f. Bauk. 1881, S. 55.
- Castigliano. Theorie de l'équilibre des systèmes élastiques. Turin 1879. Deutsch von E. Hauff. Wien 1886.
- Tetmajer. Konstruktion der Einsenkung einfacher Balkenfachwerke. Schweiz. Bauz. 1881, Bd. XIV.
- Melan. Beitrag zur graphischen Behandlung der Fachwerksträger mit Zugrundelegung des Prinzips der Influenzkurven. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1880.
- Bukowski. Über graphische Bestimmung der Deformation belasteter Fachwerkskonstruktionen. Mitteilungen des Arch.- u. Ing.-Ver. in Böhmen 1880, S. 5.
- Fränkel. Das Prinzip der kleinsten Arbeit der inneren Kräfte elastischer Systeme und seine Anwendung auf die Lösung baustatischer Aufgaben. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1882.
- Steiner. Zur Steifigkeit der Träger. Centralbl. d. Bauverw. 1883.
- Melan. Zur Steifigkeit der Träger. Dasselbst 1884.
- Skibinski. Das Deformationspolygon und dessen Anwendung zur graphischen Berechnung statisch unbestimmter Fachwerke. Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1883.
- Müller-Breslau. Über die Anwendung des Prinzips der Arbeit in der Festigkeitslehre. Wochenbl. f. Arch. u. Ing. 1883, S. 87, 274.
- Mohr. Über das sogen. Prinzip der kleinsten Deformationsarbeit. Wochenbl. f. Arch. u. Ing. 1883, S. 171, 299.

- v. Thullie. Graphische Bestimmung der im kontinuierlichen Gitterträger mit zwei Feldern wirkenden Kräfte. Wochenbl. f. Arch. u. Ing. 1884, S. 45, 57.
- Weyrauch. Arbeitsbedingungen für statisch unbestimmte Systeme. Wochenbl. f. Arch. u. Ing. 1884, S. 290.
- Müller-Breslau. Bedingungsgleichungen für statisch unbestimmte Körper. Berechnung der Formänderungen. Wochenbl. f. Arch. u. Ing. 1884, S. 373.
- Müller-Breslau. Über kontinuierliche Bögen und Balken. Wochenbl. f. Arch. u. Ing. 1884, S. 463.
- Müller-Breslau. Der Satz von der Abgeleiteten der ideellen Formänderungsarbeit. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1884, S. 211.
- Müller-Breslau. Einflußlinien für kontinuierliche Träger mit drei Stützpunkten. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1884, S. 277.
- Krohn. Der Satz von der Gegenseitigkeit der Verschiebungen und Anwendung desselben zur Berechnung statisch unbestimmter Fachwerksträger. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1884, S. 269.
- Manderla. Die Formänderung des Fachwerks bei wechselnder Belastung. Allg. Bauz. 1884, S. 81.
- Zimmermann. Zur graphischen Bestimmung der Fachwerksspannungen. Centralbl. d. Bauverw. 1884, S. 281.
- Melan. Beitrag zur Berechnung statisch unbestimmter Stabsysteme. Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1884, S. 100.
- Mohr. Beitrag zur Theorie des Fachwerks. Civilingenieur, Bd. XXXI (1885).
- Fränkel. Das Prinzip der kleinsten Deformationsarbeit der inneren Kräfte elastischer Systeme. Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. Bd. XXVIII, S. 513.
- Landsberg. Ebene Fachwerksysteme mit festen Knotenpunkten und das Prinzip der Deformationsarbeit. Centralbl. d. Bauverw. 1885, S. 165.
- Durchbiegung eines Balkens mit sprungweise sich ändernden Querschnitten. Centralbl. d. Bauverw. 1885, S. 140.
- Höch. Kräftepläne für bewegte Lastenzüge. Centralbl. d. Bauverw. 1886, S. 117.
- Forchheimer. Zur Beurteilung einer Konstruktion nach ihrer Einsenkung. Centralbl. d. Bauverw. 1886, S. 362, 446.
- Zimmermann. Zur Beurteilung einer Konstruktion nach ihrer Einsenkung. Daselbst 1886, S. 373.
- Forchheimer. Die Gegenseitigkeit der Verschiebungen. Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1886, S. 109.
- Schnirch. Bestimmung der Verschiebungs-Maxima und Minima im Fachwerk und starrem Träger. Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1886, S. 161.
- Steiner. Theorie statisch unbestimmter Systeme unter Berücksichtigung der Anfangsspannung. Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1886, S. 179 und 1887, S. 158.
- Lang. Über Berechnung und Konstruktion der Bauten in Eisen. Riga'sche Industriezeitung 1886, S. 265; 1887, S. 145, 157, 193.
- Henneberg. Statik der starren Systeme. Darmstadt 1886.
- Mohr. Über Geschwindigkeitspläne und Beschleunigungspläne. Civilingenieur, Bd. XXXIII (1887).
- Grübler. Beitrag zur Theorie des ebenen einfachen Fachwerks. Riga'sche Industriezeitung 1887.
- Land. Über die statische und geometrische Bestimmtheit der Träger, insbesondere der Fachwerksträger. Centralbl. d. Bauverw. 1887, S. 363.
- Müller-Breslau. Beitrag zur Theorie der ebenen Träger. Schweiz. Bauz. 1887, Bd. IX, S. 121; Bd. X, S. 129.
- Föppl. Zur Fachwerktheorie. Schweiz. Bauz. 1887, Bd. IX, S. 42.
- Müller-Breslau. Theorie statisch unbestimmter Systeme unter Berücksichtigung von Anfangsspannungen. Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1887, S. 157.
- Land. Die Gegenseitigkeit elastischer Formänderungen als Grundlage einer allgemeinen Darstellung der Einflußlinien aller Trägerarten. Wochenbl. f. Baukunde 1887, S. 14.
- Mohr. Die Theorie der Streckensysteme. Civilingenieur, Bd. XXXIV.
- Müller-Breslau. Zur Theorie der ebenen Träger. Schweiz. Bauz. 1888, Bd. XI, S. 45.
- Land. Beitrag zur Starrheit der Fachwerke. Deutsche Bauz. 1888, S. 156, 350.
- Weyrauch. Zur Starrheit der Fachwerke. Deutsche Bauz. 1888, S. 198, 380.
- Land. Kinematische Theorie der statisch bestimmten Träger. Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1888, S. 11.
- Müller-Breslau. Berechnung statisch bestimmter ebener Träger mit Hilfe der geometrischen Bewegungslehre. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1888, S. 191.
- Grübler. Beiträge zur Theorie des ebenen einfachen Fachwerks. Riga'sche Industriezeitung 1888, S. 277.

B. Innere Kräfte und Arbeitsgrößen vollwandiger Träger.

§ 14. Allgemeines.

Denkt man sich im Innern eines von äusseren Kräften beanspruchten Körpers eine sehr kleine materielle Kugel vom Mittelpunkte M und ersetzt man die Wirkung der Umgebung der Kugel auf dieselbe durch Kräfte, welche die Oberfläche derselben beanspruchen, so wird auf jedes Oberflächenelement dF eine kleine Kraft dR kommen, welche sich in zwei Komponenten zerlegen lässt, von denen die eine dN radial, die andere dQ tangential wirkt; die auf die Flächeneinheit des Elementes dF kommende Kraft $\frac{dR}{dF} = \rho$ heisst die resultierende Spannung, $\frac{dN}{dF} = \sigma$ heisst die Normalspannung, $\frac{dQ}{dF} = \tau$ die Schubspannung im Elemente dF . Trägt man die Werte ρ nach Grösse und Richtung vom Element aus als Strecke FP auf, so liegen die Punkte P auf einem Ellipsoid, dem Spannungsellipsoid, dessen Mittelpunkt mit jenem der Kugel zusammenfällt. Die drei Hauptachsen des Ellipsoids treffen die Kugel in 6 Elementen, in denen die resultierende Spannung senkrecht auf den Elementen steht und ihren relativ grössten bzw. kleinsten Wert erreicht. Diese Spannungen heissen die Hauptspannungen, wir wollen sie mit $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$ bezeichnen. Die Hauptspannungen zweier diametral gegenüberliegenden Kugeloberflächenelemente sind einander gleich. Die durch die Hauptachsen gehenden drei Hauptebenen schneiden die Kugel in drei Kreisen; die Oberflächenelemente dieser Kreise werden ebenfalls nur von Normalspannungen beansprucht.⁷⁾

In einem homogenen Körper, dessen Elasticität in allen Punkten und nach allen Richtungen gleich ist, geht eine ursprünglich sehr kleine Kugel in ein sehr kleines Ellipsoid über. Jeder Punkt F der Kugeloberfläche erfährt eine relative Ortsveränderung, die auf eine Längenänderung des Abstandes vom Mittelpunkt und auf eine Verschiebung tangential zur Kugeloberfläche zurückgeführt werden kann.

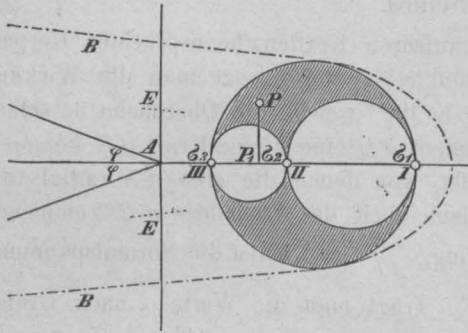
Kommt F durch die Formänderung in die Lage F^* und bezeichnet man die Projektion von FF^* auf den Kugelradius FM mit FF' , jene parallel zur Kugeloberfläche mit FF'' , so heissen $\frac{FF'}{FM} = \lambda$ und $\frac{FF''}{FM} = \delta$ die Dehnungen (λ) beziehungsweise Schiebungen (δ) des Elementes. Trägt man λ und δ in analoger Weise wie die Werte σ und τ als Strecken vom Elemente aus auf, so erhält man ebenfalls ein Ellipsoid von analogen Beziehungen, das Dehnungsellipsoid; doch fallen die Achsen beider Ellipsoide im allgemeinen nicht zusammen.

Die Hauptaufgabe der Elasticitäts- und Festigkeitslehre besteht darin, die Abmessung der Baukonstruktionen, in unserem Falle der Brücken, so zu bestimmen, daß die Formänderungen innerhalb gewisser Grenzen bleiben. Die vollständigste, mit dem geringsten Materialaufwande verbundene Lösung wäre vorhanden, wenn in allen Punkten des Trägers diese Grenze gleichzeitig erreicht würde. Man hat bisher insbesondere die Dehnungen in Rechnung gestellt und die Bedingungen für die Schiebungen ausser acht gelassen, zweifellos spielen selbige ebenfalls eine grosse Rolle. Etwas leichter als die Werte λ und δ können die Werte σ und τ richtig ermittelt werden, und die Aufgabe

⁷⁾ Vergl. Mohr. Darstellung des Spannungszustandes. Civilingenieur, Bd. XXVIII, woselbst auch die Beweise für die sonstigen obigen Sätze.

der Festigkeitslehre besteht darin, daß in keinem Punkte M der Konstruktion die größte der auftretenden Hauptspannungen $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$, welche Zug- oder Druckspannungen sein können, eine gewisse zulässige Grenze überschreiten darf. Sind $\sigma_1 > \sigma_2 > \sigma_3$ die gegebenen Hauptspannungen einer sehr kleinen Kugel (Fig. 26), und trägt man die in

Fig. 26.



irgend einem Oberflächen-Punkte F auftretende Normalspannung $\sigma = AP_1$ als Abscisse, die zugehörige Tangentialspannung $\tau = P_1P$ als Ordinate auf, so erhält man Punkte P , welche stets innerhalb der schraffierten Fläche liegen müssen, wenn

$$AI = \sigma_1; \quad AII = \sigma_2; \quad AIII = \sigma_3$$

gemacht wird. Die größte Schubspannung, welche daher auftreten kann, ist durch

$$\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2}$$

gegeben, sie entspricht dem Halbmesser des größten Kreises I III. Dieser

Kreis wird auch der Hauptkreis der Darstellung genannt. Im Falle $\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3$ schrumpft die Darstellung zu einem Punkte I zusammen; es treten keine Schubspannungen auf (vollkommene Flüssigkeiten).

Analoges ergibt sich für die Schiebungen und Dehnungen.

Würde man alle jene Formänderungszustände, welche in irgend einem Punkte M eben die Festigkeitsgrenze überschreiten, durch entsprechende Hauptkreise darstellen, so berühren dieselben eine Hüllkurve. Für kohäsionslose Massen vom Reibungswinkel φ geht diese Hüllkurve in zwei Gerade über, welche sich unter dem Winkel 2φ in A schneiden. Für die Spannungen und Formänderungen an der Elasticitäts- und Bruchgrenze ergeben sich je zwei solcher Umhüllungskurven E und B , die leider experimentell nur für kleine Teile dieser Linien bisher festgestellt sind. Auf der Kurve B liegen Punkte, die jenen Teil der Kurve abschließen, für welchen an Stelle des Trennens, Brechens, das Fließen tritt. Unter allen Umständen müssen bei spröden Körpern relativ große Schubspannungen wirksam sein, um das Fließen herbeizuführen. Die Bruchkurven sind nach links stets offen. Druckspannungen, welche nicht mit größeren Schubspannungen verknüpft sind, führen die Zerstörung nicht herbei.

Die genaue Ermittlung der Werte $\sigma, \tau, \lambda, \delta$ stößt auch in den allereinfachsten Fällen auf mathematische Schwierigkeiten, welche nur in ganz wenigen Beispielen unter in Wirklichkeit nie vollkommen zutreffenden Annahmen gelöst wurden (Probleme De Saint Venant, Kirchhoff, Pochhammer u. a.). Man ist daher immer auf Näherungswerte angewiesen, die einerseits auch aus den exakten mathematischen Lösungen als erste Näherungen sich ergeben haben, andererseits durch das Experiment bestätigt wurden. Freilich auch hier nur wieder für ganz einfache Fälle.

Die Hauptachse einer Hauptspannung σ_1 einer unendlich kleinen Kugel bildet für sich ein Kurvenelement, das uns nach einem gleichwertigen der Nachbarkugel u. s. w. führt. Der Hauptspannung σ_1 entspricht eine Trajektoriallinie.

Schneidet bei einem Balkenträger die Ebene der äußeren Kräfte, in welcher zugleich die Stabachse liegen soll, sämtliche Querschnitte in Geraden, welche Hauptachsen in Bezug auf die Trägheitsmomente des Querschnittes sind, so treten in jeder unendlich kleinen Kugel nur zwei Hauptspannungen $+\sigma_1$ und $-\sigma_2$ auf, deren Achsen in die

Kraftebene fallen. Die eine entspricht einem Zuge, die andere einem Drucke, während die dritte Hauptspannung σ_3 , welche auf der Kraftebene senkrecht steht, gleich Null wird.

Geht man vom Punkte P , dem Repräsentanten einer unendlich kleinen Kugel, in der Richtung der σ_1 weiter, so gelangt man zu einer zweiten u. s. w. Der der Hauptspannung entsprechende Kugeldurchmesser bildet das Element einer Kurve, welche wir eine Trajektorie des Zuges nennen; geht man vom selben Punkte aus in Richtung der Hauptspannung σ_2 weiter, so gelangen wir zu Trajektorien des Druckes. Indem wir verschiedene Ausgangspunkte P annehmen, gelangen wir zu ganzen Kurvenschaaren der σ_1 und σ_2 , welche sich in jedem Punkte P unter rechten Winkeln treffen. Die Trajektorien des grössten Zuges bilden zugleich Leitlinien für unendlich kleine Cylinderflächen, deren Erzeugenden auf der Kraftebene senkrecht stehen und Flächenelemente umfassen, welche nur Druck aufzunehmen haben, während die Trajektorie des grössten Druckes zugleich die Leitlinie für die Cylinderfläche grösster Zugspannung ist. Es ist leicht, derartige Gebilde auch für allgemeine Fälle weiter zu verfolgen, wenn eben die Spannungen berechenbar sind, was ja immer nur auf Grund von oft gewagten Annahmen erfolgen kann.

Wir können uns nicht versagen, die Ansichten hier wieder zu geben, welche an anderer Stelle Mohr ausspricht, indem er sagt: „Eine genaue Bestimmung der Formänderungen und Spannungen bei unseren eisernen Trägern mit vollen Wandungen ist so verwickelt, dafs er durch die Rechnung nicht verfolgt werden kann, und jedenfalls giebt die auf die gebräuchliche Biegungstheorie eines homogenen Balkens gegründete Theorie auch nicht einmal ein angenähertes Bild der Wirklichkeit. Es hat daher keinen Wert, auf dem bezeichneten Wege ebenso lange wie unrichtige Formeln abzuleiten. Auf kürzerem Wege wird man ohne Zweifel ein genaueres Resultat erzielen, wenn man für den Zweck der Berechnung der Formänderungen und der statisch nicht bestimmaren Auflagerdrücke den Blechträger in ein Fachwerk verwandelt, indem man die den Gurtungen und Versteifungsständern zunächst liegenden Blechstreifen mit diesen Konstruktionsteilen vereinigt und einen Teil — etwa die Hälfte oder zwei Dritteile — des Restes der Blechwand eines jeden Faches zu einer Diagonalstrebe umformt. In den meisten Fällen wird die Formänderung der Füllungsteile eines solchen Fachwerks einen verschwindend kleinen Einflufs auf das Resultat der Rechnung ausüben und daher vernachlässigt werden dürfen.“

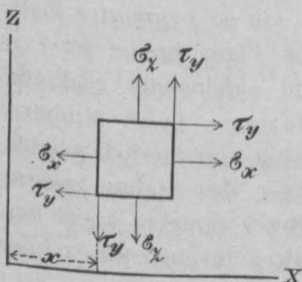
Durch einen derartigen Vorgang werden viele hier zu lösende Aufgaben auf die Behandlungsweisen des ersten Abschnittes zurückgeführt.

Demungeachtet wollen wir in den folgenden Paragraphen die wichtigsten Regeln bringen, wie solche bisher bei vollwandigen Brückenträgern üblich sind.

§ 15. Allgemeine Grundformeln.

Auf ein unendlich kleines Parallelepiped vom Inhalte $dV = dx \cdot dy \cdot dz$ sollen

Fig. 27.



senkrecht zu den Flächenelementen die Spannungen σ_x , σ_y , σ_z (Fig. 27) wirken, wobei zu beachten ist, dafs die einander gegenüberstehenden Spannungen sich nur um unendlich kleine Gröfsen unterscheiden können, daher sie für die Aufstellung der Gleichgewichtsbedingungen zu unendlich kleinen Gröfsen vierter Ordnung, welche zu vernachlässigen sind, führen würden. Dasselbe gilt bei endlichem Gewichte von der Wirkung des Eigengewichts des unendlich kleinen Teilchens. Die Schubspannungen in den unendlich kleinen

Teilchen, welche auf die Flächenelemente $dx dy$, $dx dz$, $dy dz$ wirken und für die gegenüberliegenden Flächen ebenfalls gleich sind, geben, wenn man die Momentengleichungen derselben für den Mittelpunkt des Elementes aufstellt, die Bedingung, daß Schubspannungen, welche sich in derselben Kante des Elementes schneiden, einander gleich sein müssen; sie sollen daher mit τ_x , τ_y und τ_z bezeichnet werden, je nachdem diese Kante eine Parallele zur Achse x , y oder z ist.

Ändern sich die anfänglichen Längen dx , dy , dz um von Null anwachsende Strecken Δdx , Δdy , Δdz , so leisten die Spannungen σ_1 , σ_2 , σ_3 die Arbeiten

$$\frac{1}{2} \sigma_x \cdot dy dz \cdot \Delta dx; \quad \frac{1}{2} \sigma_y \cdot dx dz \cdot \Delta dy; \quad \frac{1}{2} \sigma_z \cdot dx dy \cdot \Delta dz.$$

Ändern sich die Winkel jener Seitenflächen, welche sich in den Kanten dx , dy , dz schneiden, um die Größen γ_x , γ_y , γ_z , so wird die Arbeit der Schubkräfte

$$\frac{1}{2} \tau_x \cdot dx dz \cdot \gamma_x dy; \quad \frac{1}{2} \tau_y \cdot dy dx \cdot \gamma_y dz; \quad \frac{1}{2} \tau_z \cdot dz dy \cdot \gamma_z dx.$$

Bezeichnet man die relativen Längenänderungen $\frac{\Delta dx}{dx}$, $\frac{\Delta dy}{dy}$, $\frac{\Delta dz}{dz}$ mit ε_x , ε_y , ε_z , so findet sich leicht für die Arbeit $d\mathcal{A}$ der Kräfte am Volumelemente

$$d\mathcal{A} = \frac{1}{2} [\sigma_x \varepsilon_x + \sigma_y \varepsilon_y + \sigma_z \varepsilon_z + \tau_x \gamma_x + \tau_y \gamma_y + \tau_z \gamma_z] dV \quad . \quad . \quad . \quad 25.$$

Für isotrope, d. h. für Körper, welche in allen Punkten gleich beschaffen und ursprünglich spannungslos angenommen sind, entsteht infolge Wirkung von σ_x und einer Temperaturerhöhung um t^0 gegen den Anfangszustand, welche eine Verlängerung des Elementes erzeugt, die Längenänderung $\frac{\Delta dx}{dx} = \frac{\sigma_x}{E} + \varepsilon t$ und infolge von σ_y und σ_z die Längenänderung $-\frac{\sigma_y + \sigma_z}{mE}$, wobei $\frac{1}{m} \left(\frac{1}{3} \text{ bis } \frac{1}{4} \text{ der Metalle} \right)$ den Koeffizienten der Querdehnung bedeutet, während die von den Schubspannungen abhängigen Gleitungen $\gamma_x = \frac{\tau_x}{G}$, $\gamma_y = \frac{\tau_y}{G}$, $\gamma_z = \frac{\tau_z}{G}$ werden, wenn $G = \frac{mE}{2(m+1)}$ den Schub-Elastizitätsmodul bedeutet. Unter Einführung dieser Werte erhält man für die gesamte wirkliche innere Formänderungsarbeit

$$\mathcal{A}_i = \frac{1}{2} \int [\sigma_x^2 + \sigma_y^2 + \sigma_z^2 - \frac{2}{m} (\sigma_y \sigma_z + \sigma_z \sigma_x + \sigma_x \sigma_y)] \frac{dV}{E} + \frac{1}{2} \int (\tau_x^2 + \tau_y^2 + \tau_z^2) \frac{dV}{G} + \int (\sigma_x + \sigma_y + \sigma_z) \varepsilon t dV \quad . \quad . \quad . \quad 26.$$

Sind die Spannungen, welche ein Element dx , dy , dz beanspruchen, gegeben, so sind die Größen der Hauptspannungen σ_1 , σ_2 , σ_3 die drei Wurzeln nachstehender kubischen Gleichung, wenn man dieselbe nach σ auflöst:

$$(\sigma_x - \sigma)(\sigma_y - \sigma)(\sigma_z - \sigma) - (\sigma_x - \sigma)\tau_x^2 - (\sigma_y - \sigma)\tau_y^2 - (\sigma_z - \sigma)\tau_z^2 + 2\tau_x \tau_y \tau_z = 0 \quad . \quad . \quad 27.$$

§ 16. Grundformeln des geraden Stabes.

Bewegt sich eine geschlossene ebene Figur so, daß ihr Schwerpunkt stets auf einer Geraden bleibt und sind die Dimensionen des Querschnittes klein gegen die Länge des hierbei entstehenden Raumgebildes, so sprechen wir, falls ein so begrenzter materieller Körper vorliegt, von einem geraden Stabe. Jede ebene Figur besitzt zwei in ihrer Ebene liegende, durch ihren Schwerpunkt gehende und aufeinander senkrecht stehende Achsen, für welche das Trägheitsmoment J sein Maximum bzw. Minimum erreicht. Liegen diese sogenannten Hauptachsen des sonst beliebig veränderlich gedachten Querschnittes in je einer Ebene, — welche die Hauptebenen des Stabes genannt werden und bei symmetrisch gebauten Formen, wie sie bei Brückenträgern meist vorkommen, mit den Symmetrie-Ebenen zusammenfallen, — so wirken in einer Hauptebene

Die Hauptspannungen σ_1 und σ_2 in P (Fig. 29) treten für die durch diesen Punkt gehenden, auf der Kraftebene senkrechten Elemente ein, welche mit der Normalebene zur Stabachse die der Gleichung

$$\tan 2\alpha = -\frac{2\tau_y}{\sigma_x} \dots \dots \dots 37.$$

entsprechenden, voneinander stets um 90° verschiedenen Winkel α_1 und α_2 einschließen. In den äußersten Fasern wird $\sigma_x = \max$ und $\tau_y = 0$, demnach $\tan 2\alpha = 0$, welcher Gleichung die Werte $\alpha_1 = 0$ und $\alpha_2 = 90^\circ$ entsprechen; für $\sigma_x = 0$ wird $\tan 2\alpha = \infty$, welchem Ausdrücke $\alpha_1 = 45^\circ$, $\alpha_2 = -45^\circ$ genügen. Die Werte für die Hauptspannungen σ_1 und σ_2 ergeben sich aus Gl. 27 bei Vernachlässigung von τ_z mit

$$\left. \begin{aligned} \sigma_1 &= \frac{\sigma_x}{2} + \sqrt{\frac{\sigma_x^2}{4} + \tau_y^2} \\ \sigma_2 &= \frac{\sigma_x}{2} - \sqrt{\frac{\sigma_x^2}{4} + \tau_y^2} \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots 38.$$

Die eine ist stets ein Druck, die andere Zug.

Die Hauptschubspannungen τ_1 τ_2 wirken in zur Kraftebene normalen Ebenen, welche mit der Normalebene zur Stabachse in P die der Gleichung

$$\tan 2\beta = \frac{\sigma_x}{2\tau_y} \dots \dots \dots 39.$$

entsprechenden, voneinander stets um 90° abstehenden Winkel β_1 β_2 einschließen. In der äußersten Faser wird $\tau_y = 0$, daher $\left\{ \begin{smallmatrix} \beta_1 \\ \beta_2 \end{smallmatrix} \right\} = \pm 45^\circ$; für $\sigma_x = 0$ daher $\beta_1 = 0$, $\beta_2 = 90^\circ$.

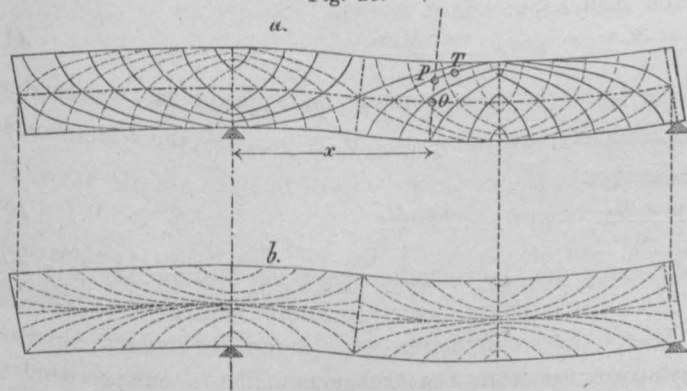
Für die Hauptschubspannung selbst erhält man:

$$\tau_1 = -\tau_2 = \frac{1}{2} (\sigma_1 - \sigma_2) = \sqrt{\frac{\sigma_x^2}{4} + \tau_y^2} \dots \dots \dots 40.$$

Das unter α_1 oder α_2 geneigte Element hat keine Schubspannungen aufzunehmen. Geht man in der Richtung desselben bis zu einem unendlich nahen Punkt des unmittelbar anschließenden Normalschnittes und bestimmt für diesen das zu der daselbst auftretenden Haupt- $\left\{ \begin{smallmatrix} \text{Zug-} \\ \text{Druck-} \end{smallmatrix} \right\}$ Spannung gehörige Element und so fort, so giebt der Inbegriff aller dieser Elemente eine Fläche im Innern des Stabes, welche nur $\left\{ \begin{smallmatrix} \text{Zug} \\ \text{Druck} \end{smallmatrix} \right\}$ erfährt und eine Trajektorialfläche des größten $\left\{ \begin{smallmatrix} \text{Zuges} \\ \text{Druckes} \end{smallmatrix} \right\}$ genannt wird.

Folgt man bei einem Balken, in welchem $N = 0$ ist, den Elementen, welche die

Fig. 29.



größte Schubspannung in P (Fig. 29) aufnehmen, bis zu einem Punkte P' des nächsten Querschnitts und bestimmt für diesen die Lage des Elementes, welches die Maximalschubspannung erfährt, so giebt bei entsprechender Fortsetzung der Inbegriff aller dieser Elemente eine Fläche, welche man eine Trajektorie des größten Schubes nennt.

Diese drei Arten von Flächen, als deren Repräsentanten wir ihre Durchschnittslinien mit der Kraftebene betrachten und somit von Zug-, Druck- und Schubkurven sprechen wollen, stehen in mancherlei Beziehungen zueinander.

In jedem Punkte bilden die Richtungen des grössten Zuges und Druckes mit den Richtungen des grössten Schubes Winkel von 45° . Die Kurven des grössten Zuges verlassen die äusserste Druckfaser unter Winkeln von 90° , schneiden die neutrale Achse unter 45° und legen sich, soweit dies bis zum Maximalmomentenpunkt möglich ist, asymptotisch an die äusserste Zugfaser. Die Kurven des grössten Druckes verlassen die äusserste Zugfaser unter Winkeln von 90° , schneiden die neutrale Achse unter 45° und legen sich, soweit möglich, asymptotisch an die äusserste Druckfaser. Die Linien des grössten Schubes verlassen die beiden äussersten Fasern unter Winkeln von 45° und legen sich asymptotisch an die neutrale Schicht oder schneiden dieselbe normal. Alle Kurven des grössten Zuges oder Druckes schneiden die ihnen begegnenden Linien des grössten Druckes oder Zuges unter rechten Winkeln und alle Kurven des grössten Schubes unter Winkeln von 45° .

Die Kurven des grössten Zuges oder Druckes geben die Spuren derjenigen auf die ganze Breite sich erstreckenden Flächen, längs welcher keine Schubkräfte stattfinden. Denkt man sich die Körperelemente durch Ebenen begrenzt, welche tangential zu den sie treffenden Linien des grössten Zuges bzw. Druckes verlaufen, so wird jedes solches Element in der Richtung der einen Tangente nur gedrückt bzw. gezogen. Eine weitere Beanspruchung der so gerichteten Elemente findet nicht statt.

In der Natur sind Zug- und Druckflächen vielfach ausgeprägt und in den Hölzern, dem Gewebe der Spongiosa, den Knochen der Tiere zu erkennen.

In obiger Fig. 29, S. 259 ist der ungefähre Verlauf der Spannungskurven für alle vorkommenden Krümmungsfälle eines Stabes dargestellt. Hierbei ist der Verlauf der zweiten Schubspannungs-Trajektorie nicht zur Anschauung gebracht.

Für die Querschnittsbestimmung vollwandiger Träger werden verschiedene Gesichtspunkte als Anhalt aufgestellt. In der Regel wird als Bedingung gesetzt, daß in keinem Punkte die daselbst auftretende Haupt- $\left\{ \begin{smallmatrix} \text{Zug-} \\ \text{Druck-} \end{smallmatrix} \right\}$ Spannung die zulässige Inanspruchnahme $\left\{ \begin{smallmatrix} k_1 \\ k_2 \end{smallmatrix} \right\}$ auf $\left\{ \begin{smallmatrix} \text{Zug} \\ \text{Druck} \end{smallmatrix} \right\}$ überschreiten dürfe, d. h. für jeden Punkt

$$k_1 \geq \sigma_1, \quad k_2 \geq \sigma_2$$

sein müsse. Bei den praktisch vorkommenden Fällen tritt nun in einem Querschnitte x die grösste Haupt- $\left\{ \begin{smallmatrix} \text{Zug-} \\ \text{Druck-} \end{smallmatrix} \right\}$ Spannung fast stets in den äussersten Fasern für $\max M_x$ ein; ist daher e_1 der Abstand der am meisten gezogenen, e_2 der am meisten gedrückten Faser, so hat man, falls N gleich Null ist,

$$k_1 \geq \frac{\max M_x e_1}{J}, \quad k_2 \geq \frac{\max M_x e_2}{J}, \quad \dots \dots \dots 41.$$

wobei diejenige Gleichung für die Querschnittsbestimmung maßgebend ist, welche den grösseren Wert für k ergibt. Bezeichnet man mit $\frac{J}{e_1} = W_1$; $\frac{J}{e_2} = W_2$ die Widerstandsmomente, so kann man auch schreiben

$$W_1 = \frac{\max M_x}{k_1}, \quad W_2 = \frac{\max M_x}{k_2} \quad \dots \dots \dots 42.$$

Genauer erfolgt die Bestimmung des Querschnittes nach der Bedingung, daß die Längenänderung in keinem Punkte nach irgend einer Richtung eine gewisse Grenze überschreiten dürfe. Jene den Hauptlängenänderungen $\varepsilon_1 \varepsilon_2$ (deren Richtungen bei isotropen Körpern mit den Hauptspannungsrichtungen zusammenfallen), entsprechenden

Spannungen, welche dieselben Längenänderungen $\varepsilon_1 \varepsilon_2$ hervorbringen würden, wenn jede für sich allein in der Richtung von ε_1 bzw. ε_2 wirkte, ohne dafs in irgend einer anderen Richtung Spannungen thätig wären, sollen nach Winkler die idealen Hauptspannungen $\sigma_1 \sigma_2$ heifsen. Sie sind, wenn wir das Verhältnis der transversalen Längenänderung zur longitudinalen mit $\frac{1}{3}$ ansetzen, gegeben durch

$$\left. \begin{aligned} \bar{\sigma}_1 &= \frac{1}{3} \sigma_x + \frac{4}{3} \sqrt{\frac{1}{4} \sigma_x^2 + \tau_y^2} = \sigma_1 + \frac{1}{3} (\sigma_1 - \sigma_x) \\ \bar{\sigma}_2 &= \frac{1}{3} \sigma_x - \frac{4}{3} \sqrt{\frac{1}{4} \sigma_x^2 + \tau_y^2} = \sigma_2 + \frac{1}{3} (\sigma_2 - \sigma_x) \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots 43.$$

Die ideale Hauptspannung ist daher stets um $\frac{1}{3}$ des Unterschiedes zwischen Haupt- und Normalspannung des betreffenden Punktes gröfser als die eigentliche Hauptspannung.

Ist dann wieder $\left\{ \begin{smallmatrix} k_1 \\ k_2 \end{smallmatrix} \right\}$ die zulässige Inanspruchnahme auf $\left\{ \begin{smallmatrix} \text{Zug} \\ \text{Druck} \end{smallmatrix} \right\}$, so lautet die Bedingung, dafs für alle Punkte des Querschnittes

$$k_1 \geq \bar{\sigma}_1, \quad k_2 \geq \bar{\sigma}_2 \dots \dots \dots 44.$$

sein mufs. In den äufsersten Fasern führt diese Bedingung zu denselben Gleichungen, wie die erstere Regel.

In jedem Punkte P des Querschnittes mufs endlich die Hauptschubspannung $\tau_1 = -\tau_2$ unter einer gewissen Grenze k_3 , der zulässigen Inanspruchnahme auf Schub, bleiben, oder

$$k_3 \geq \tau_1 \dots \dots \dots 45.$$

sein. — Wir werden weiter unten Gelegenheit haben, die Berechnung an einem Beispiele zu zeigen.

Die oben entwickelten Gleichungen, welche die Grundlage für die Berechnung vollwandiger Träger bilden, enthalten zunächst das absolut gröfste Moment, die Transversalkraft und die zulässige Inanspruchnahme. Letztere wird bekanntlich häufig variabel angenommen und von gewissen, aus $\max M_x$ und $\min M_x$ gebildeten Funktionen abhängig gemacht, wobei man durch Wahl entsprechender Koeffizienten gleichzeitig der Einwirkung der Stöfse Rechnung trägt. Anstatt jedoch die zulässige Inanspruchnahme als veränderliche Gröfse in die Rechnung einzuführen, ist es bequemer, den Träger durchweg für ein konstantes k zu berechnen, dagegen aber $\max M_x$ bzw. $\max R_x$ je nach der Methode, welche man einschlagen will, zu reduzieren. Ist W das Widerstandsmoment eines Querschnittes, so erhalten wir für Schmiedeseisen nach Winkler:

$$W = \frac{M_0 + 2,18 M_1 + 0,98 M_2}{1400},$$

wenn M_0 das durch das Eigengewicht hervorgerufene Moment, M_1 und M_2 die gröfsten von der zufälligen Last abhängigen und im Sinne einander entgegengesetzten Momente bedeuten. Dieser Ausdruck läfst sich aber auch schreiben:

$$W = \frac{\bar{M}_w}{700}, \text{ wenn } \bar{M}_w = 0,5 M_0 + 1,09 M_1 + 0,49 M_2 \dots \dots \dots 46.$$

Bei einfachen Trägern, welche nur über zwei Stützen reichen, wird $M_2 = 0$.

Im Sinne der Launhardt-Weyrauch'schen Formel^{a)} können wir an Stelle der Spannungen, direkt die Momente einführend, setzen:

$$W = \frac{M_{\max}}{700 \left(1 + \frac{1}{2} \frac{M_{\min}}{M_{\max}} \right)} \text{ bzw. } W = \frac{\bar{M}_1}{700}, \text{ wenn } \bar{M}_1 = \frac{M_{\max}}{1 + \frac{1}{2} \frac{M_{\min}}{M_{\max}}}$$

das reduzierte Moment der Launhardt-Weyrauch'schen Formel darstellt.

In Fig. 30 *a, b, c* ist die Ermittlung der reduzierten Momente an einem Beispiele, dem Mittelfelde des auf Taf. V dargestellten kontinuierlichen Trägers gezeigt. Fig. 30 *a* zeigt die Ermittlung des absolut gröfsten Momentes (strichpunktierte Linie) nach der älteren Methode; die Momente für das Eigen-

^{a)} Siehe Kap. VII, S. 78.

gewicht (gestrichelte Linie) und die zufällige Last (volle Linie) sind algebraisch addiert. Fig. 30 *b* giebt die reduzierten Momente nach Winkler; die einzelnen Ordinaten der strichpunktirten Linie wurden durch Addition nach Gl. 46 erhalten, wobei einmal für M_1 die Werte der positiven Maximalmomente für die zufällige Last, einmal die negativen Maximalmomente für die zufällige Last an Stelle von M_1 eingesetzt wurden. Fig. 30 *c* zeigt die der Launhardt-Weyrauch'schen Formel entsprechenden reduzierten

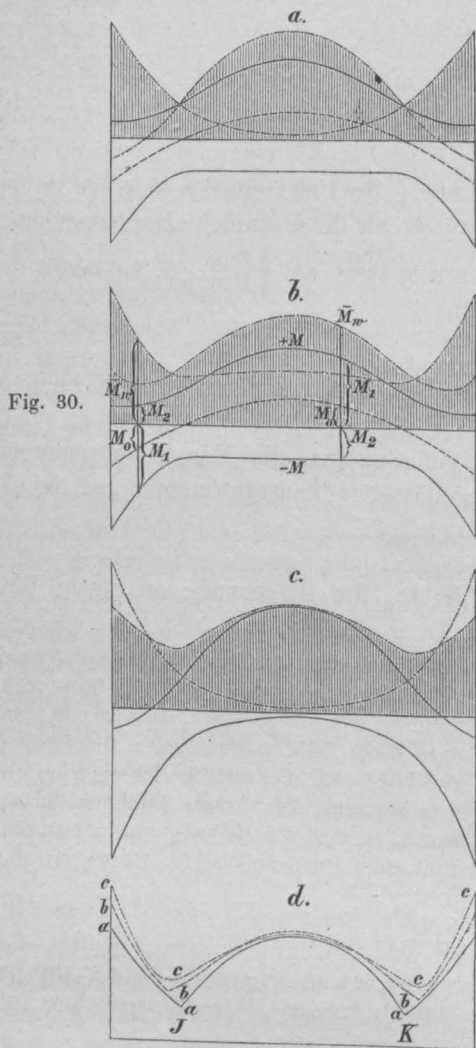
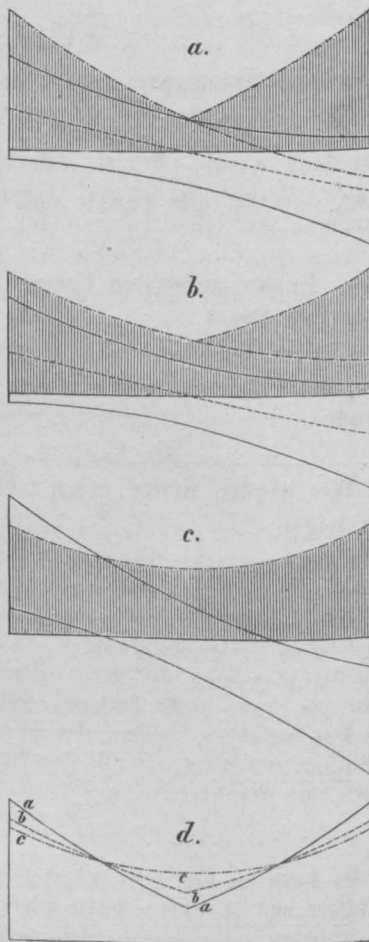


Fig. 30.

Fig. 31.



Momente (strichpunktirte Linie). Die vollen Linien entsprechen den Summenkurven für die Kurven des Eigengewichtes und jener der positiven und negativen Momente für die zufällige Last, also den Werten M_{\max} und M_{\min} in der Formel. Endlich ist in Fig. 30 *d* die Zusammenstellung der unter *a*, *b*, *c* erhaltenen Kurven gegeben. Dieselbe läßt erkennen, daß im vorliegenden Beispiele die Launhardt'sche Berechnungsweise die größten Widerstandsmomente fordert und daß beide neuere Methoden an jenen Stellen, wo Zug und Druck wechselnd auftreten, also in der Nähe der Punkte *J* und *K*, viel stärkere Widerstandsmomente verlangen als die alte Methode.

In analoger Weise sind in Fig. 31 die reduzierten Transversalkräfte zusammengestellt.

Zum Schlusse erübrigt noch die Aufstellung einer Gleichung für die innere Formänderungsarbeit eines Stabes. Man findet:

$$A = \int \frac{N^2 dx}{2EF} + \int \frac{M^2 dx}{2EJ} + \beta \int \frac{Q^2 dx}{2GF} + \int \epsilon t_0 N dx + \int \epsilon \Delta t \frac{M}{h} dx \quad . \quad 47.$$

I
II
III
IV
V

wie sich leicht ergibt, wenn man die Werte aus Formel 28, 35, 36 in Gleichung 26 einsetzt.

Das erste Glied rührt her von der Längs- oder Achsialkraft, das zweite von den Biegemomenten, das dritte von der Schubkraft, das vierte von der gleichmäßigen Erwärmung des gesamten Trägers, das fünfte von der unregelmäßigen Erwärmung.

Bemerkung. Die Form III ist der von den Schubspannungen herrührende Anteil von A:

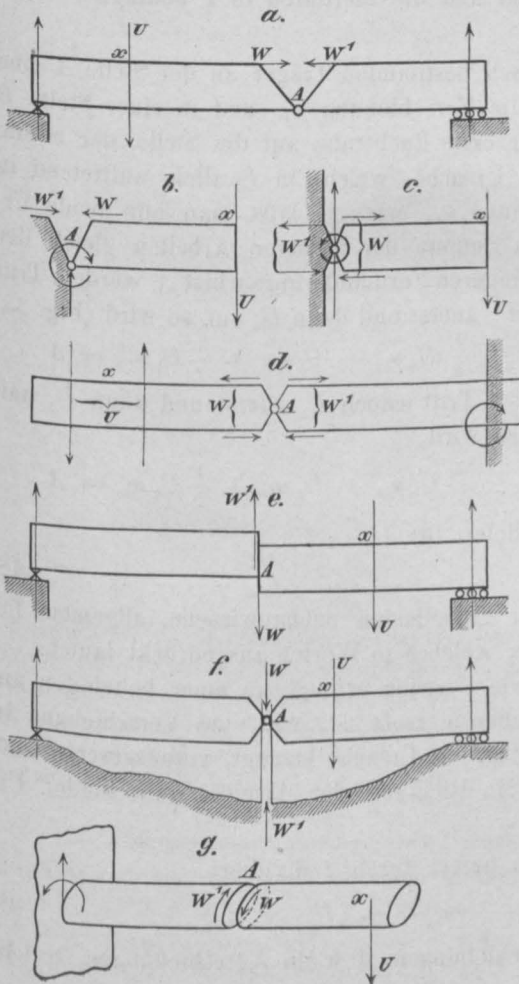
$$\frac{1}{2} \int (\tau_y^2 + \tau_z^2) \frac{dV}{G} = \frac{1}{2} \int \frac{dx}{G} \int \tau_y^2 (1 + \tan^2 \varphi) dy \cdot dz \quad \text{und es ist} \quad \tan \varphi = \frac{2y \tan \varphi_1}{b}.$$

Das Innere des zweiten Integrales ist auf den ganzen Querschnitt auszudehnen und liefert von der Form desselben abhängige Werte, was im Integral III durch den Koeffizienten β zum Ausdruck gelangt. Für das Rechteck wird $\beta = \frac{6}{5} = 1,2$, für den Kreis $\beta = \frac{32}{27} = 1,18$ u. s. w.

§ 17. Gesetze der Verschiebungen.

Jeder statisch bestimmte Träger, welcher aus einem oder mehreren einzelnen widerstandsfähigen Gliedern gebildet ist, kann in eine zwangsläufige bewegliche Verbindung von Gliedern überführt werden, indem man sich die starre Verbindung an einer Stelle gelöst und dieselbe durch eine gewisse, der speziell zu untersuchenden Form-

Fig. 32.



änderung angemessene, bewegliche Dreh- oder Gleitverbindung ersetzt denkt. Läßt man nun auf diese zwangsläufige Kette eine gegebene statische Ursache U_x an einer Stelle x wirken (Fig. 32), so wird diese durch eine Wirkung W_a an der Verbindungsstelle A ersetzt werden können, welcher wir durch gleichgroße Widerstände entgegengesetzten Sinnes begegnen wollen. Verrichten, wie vorausgesetzt, die Stützenreaktionen keine äußere Arbeit, so muß, wenn u_x und w_a in bestimmter Richtung gemessene Verschiebungen in x und A sind, $U_x u_x = W_a w_a$ sein.

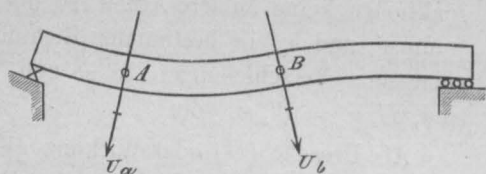
Als Ursache (U) oder Wirkung (W) und zugehörige Verschiebung (u oder w) können auftreten: Eine Einzelkraft und die Verschiebung in der Krafrichtung; zwei in derselben Linie ziehende oder drückende Kräfte und die Änderung der Entfernung der Angriffspunkte in der Krafrichtung (Ersatz eines Stabes durch Spannungen u. s. w.); ein Biegemoment und die zugehörige Änderung des Winkels benachbarter Stabquerschnitte bzw. die Längenänderung im Abstände 1 von der fiktiven Drehachse; ein Torsionsmoment und der zugehörige Verdrehungswinkel; ein Paar verschiebende Kräfte $\uparrow \downarrow$ und die gegenseitige Verschiebung der Angriffsflächen u. s. w.

Trägt man von einer Geraden aus von der Stelle x als Abscisse die durch die statische Ursache U_x erzeugte statische Wirkung W_x als Ordinate auf, so erhält man die Einflußlinie der durch die wandernde Ursache U_x erzeugten Wirkung W_x . Da nun stets $\frac{U}{W} = \frac{w}{u} = \alpha$ sein muß, wenn α eine Konstante, so kann man die Wege u, w statt der Kräfte setzen. Man erhält die Wirkung W'_x in A für die Ursache $U = 1$ in x , wenn man in A die Formänderung $w = 1$ werden läßt und diese Einheit als Maßstab für die Einheit der Ursache wählt; die zugehörige Verschiebung u_x der zwangsläufigen Kette an der Stelle x giebt dann W'_x .

Die äußeren Ursachen sind meist wandernde vertikale Einzellasten P ; nennt man „Biegelinie“ jene Linie, welche man erhält, wenn man die vertikale Verrückung p des Angriffspunktes einer wandernden Einzellast von einer Geraden aus an einer dem Lastangriffe entsprechenden Stelle als Ordinate aufträgt, so findet sich leicht, daß die Einflußlinie eines Auflagerdruckes gleich der Biegelinie ist, welche entsteht, wenn die in Richtung des Auflagerdruckes beabsichtigte Verschiebung des Auflagers eine Größe gleich der zeichnerischen Darstellung der wandernden Einzellast wird; daß ferner die Einflußlinie des Biegemomentes um einen beliebigen Punkt gleich der Biegelinie wird, wenn man die um den Punkt A beabsichtigte Verdrehung, ermöglicht durch Hinzufügung eines Gelenkes, als Einheit annimmt und die hierdurch in x bedingten Wege der Ursache U_x ermittelt u. s. w.

Wirkt auf einen spannungslosen statisch bestimmten Träger an der Stelle A eine Ursache U_a , welche allein wirkend in A die Verschiebung u_{aa} und in einer Stelle B die Verschiebung u_{ba} erzeugt, wobei sich der erste Buchstabe auf die Stelle, der zweite auf die Ursache bezieht; ist ferner U_b eine Ursache, welche in B allein auftretend in A die Verschiebung u_{ab} , in B die Verschiebung u_{bb} erzeugt; läßt man nun beide Ursachen nacheinander auftreten, so muß die Summe der äußeren Arbeiten gleich der

Fig. 33.



inneren Formänderungsarbeit A_i werden. Tritt U_a zuerst und dann U_b auf, so wird (Fig. 33)

$$\frac{1}{2} U_a u_{aa} + U_a u_{ab} + \frac{1}{2} U_b u_{bb} = A_i.$$

Tritt jedoch U_b zuerst und dann U_a auf, so wird

$$\frac{1}{2} U_b u_{bb} + U_b u_{ba} + \frac{1}{2} U_a u_{aa} = A_i.$$

Die Subtraktion beider Gleichungen liefert für $U_a = U_b$:

$$u_{ab} = u_{ba} \dots \dots \dots 48.$$

Dies ist das zuerst von Maxwell für Einzellasten nachgewiesene, allgemein für räumliche und ebene Träger geltende Prinzip, welches in Worten ausgedrückt lautet:

Eine beliebige bei A allein auftretende Ursache erzeugt an einer beliebigen anderen Stelle B eine Verschiebung, welche ebenso groß ist, wie eine Verschiebung in A , welche eine in B allein auftretende gleichgroße Ursache erzeugt, vorausgesetzt, daß die Verschiebungen in A und B beidemal in Richtung der daselbst auftretenden Ursachen gemessen werden.

Die Addition der beiden Gleichungen liefert durch 2 dividiert

$$A_i = \frac{1}{2} (u_{aa} + u_{ab}) U_a + \frac{1}{2} (u_{ba} + u_{bb}) U_b \dots \dots \dots 49.$$

Bezeichnet man die spezifischen Verschiebungen, d. h. die Verschiebungen, welche den Ursachen $U = 1$ entsprechen, mit ω , so hat man

$u_{aa} = \omega_{aa} U_a, \quad u_{ab} = \omega_{ab} U_b, \quad u_{ba} = \omega_{ba} U_a, \quad u_{bb} = \omega_{bb} U_b,$
und gewinnt, da nach Gl. 48 $\omega_{ab} = \omega_{ba}$ sein muß:

$$A_i = \frac{1}{2} U_a (\omega_{aa} U_a + \omega_{ab} U_b) + \frac{1}{2} U_b (\omega_{bb} U_b + \omega_{ab} U_a) = \frac{1}{2} U_a u_a + \frac{1}{2} U_b u_b.$$

Die Differentiation dieser Gleichung nach U_a liefert

$$\frac{d A_i}{d U_a} = \omega_{aa} U_a + \frac{1}{2} \omega_{ab} U_b + \frac{1}{2} \omega_{ab} U_b = u_a \quad \text{und} \quad \frac{d^2 A_i}{d U_a^2} = \omega_{aa} \dots \dots 50.$$

Die im Sinne einer Ursache U_a an der Angriffsstelle gemessene Verschiebung u_a eines, von beliebigen äußeren statischen Ursachen beeinflussten statisch bestimmten Trägers wird erhalten, wenn man die als Funktion dieser Ursachen ausgedrückte Formänderungsarbeit des Trägers partiell nach U_a differenziert. — Der Satz gilt nur insoweit, als außer den durch die äußeren statischen Ursachen bedingten Verschiebungen keine anderen Spannungen und Verschiebungen vorhanden sind, also nicht mehr, wenn in dem Systeme künstliche innere Spannungen oder Verschiebungen durch Temperaturänderungen wachgerufen werden.

Beispiel. Wirken in den Entfernungen v und u von der linken bzw. rechten Stütze eines einfachen Trägers die Kräfte Q und P (siehe Fig. 3, S. 217), so wird die Formänderungsarbeit bei konstantem Querschnitt, wenn man den Einfluß der Transversalkräfte vernachlässigt, nach Gleichung 47 $A_i = \frac{1}{EJ} \int \frac{M^2 dx}{2}$, das Integral stellt das statische Moment der einfachen Momentenfläche, bezogen auf die Trägerachse, dar; diese setzt sich aus zwei Dreiecken und einem Trapeze zusammen. Berechnet man für diese Teile die statischen Momente, bildet die Summe und differenziert diese nach Q , so erhält man

$$q = \frac{1}{6EJl} [2v^2(l-v)^2 Q + v u (l^2 - u^2 - v^2) P],$$

einen Ausdruck, welcher auch direkt nach der Formel des Beispiels 2, S. 217 berechnet werden kann.

Ändert sich die Entfernung u zweier nahen inneren Flächenteilchen dF eines Stabes um Δu und wird hierbei in Richtung der Entfernungsänderung die von Null allmählich anwachsende Kraft $\nu \cdot dF$ überwunden, so ist die innere Arbeit $\frac{1}{2} \Delta u \cdot \nu \cdot dF$ und, wenn man die Summierung auf alle Flächenteilchen ausdehnt,

$$A_i = \int \frac{1}{2} \cdot \Delta u \cdot \nu \cdot dF.$$

Legen die äußeren Ursachen hierbei allmählich von Null anwachsend in Richtung der Kraft die Wege $u_1 u_2 \dots$ zurück, so muß sein

$$\int \frac{1}{2} \Delta u \cdot \nu \cdot dF = \frac{1}{2} U_1 u_1 + \frac{1}{2} U_2 u_2 + \dots \dots \dots 51.$$

Da es stets möglich ist, für irgend einen statisch bestimmten Stab in allen Flächenelementen dF die dem bezüglichen Querschnitte entsprechenden Momente, Normalkräfte und Querkkräfte zu bestimmen, welche eine Ursache U erzeugt, und da es in den praktisch vorkommenden Fällen meist möglich ist, aus diesen Größen die Spannung zu rechnen, welche auf das Element entfällt, so werden wir haben

$$\nu = \nu_1 U_1 + \nu_2 U_2 + \dots \dots \dots 52.$$

wobei $\nu_1 \nu_2 \dots$ die Werte der Spannungen in dF sind, welche für $U_1 = 1, U_2 = 1 \dots$ erzeugt werden und nach den Grundformeln berechenbar sind.

Wir können uns nun die innere Arbeit so auftretend denken, daß jede einzelne Ursache $U_1 U_2 \dots$ für sich allein der Reihe nach wirkt, jedes Teilchen dF aber hierbei jedesmal denselben Weg Δu zurücklegt; hierbei ist die auf das Flächenteilchen kommende Kraft aber jedesmal von Null anwachsend nur so groß, daß sie der Wirkung der am statisch bestimmten Träger allein thätigen Ursache U_1 entspricht.

Dann haben wir

$$\int \frac{1}{2} \Delta u \cdot \nu_1 U_1 dF + \int \frac{1}{2} \Delta u \cdot \nu_2 U_2 dF + \dots = \frac{1}{2} U_1 u_1 + \frac{1}{2} U_2 u_2 + \dots \dots 53.$$

Diese Gleichung muß mathematisch genommen für alle Werte U gelten, wobei Δu und u als virtuelle Verschiebungen gedacht werden, und wir erhalten

$$\int \Delta u \cdot v_1 \cdot dF = u_1 \dots \dots \dots 53^a.$$

Setzt man in den doppelten Ausdruck für A_1 die wirklichen Verschiebungen der Elemente eines beliebig belasteten Trägers und jene Spannungen ein, welche dem Zustande $U_1 = 1$ des spannungslos gedachten Trägers als einzig auftretende Ursache entsprechen, so erhält man die Verschiebung der Ursache U_1 im gegebenen beliebig belasteten Träger. Die Gleichung 53^a wird auch die virtuelle Arbeitsgleichung des Spannungszustandes $U_1 = 1$ genannt.

Bei elastischen Formänderungen, welche gleichzeitig mit Temperaturänderungen verbunden sind, wird es stets möglich sein, Δu als lineare Funktion der auftretenden Kraft v darzustellen, also zu schreiben: $\Delta u = \rho v + \varepsilon t u$, wenn ρ ein von der Länge des Elementes und der Natur des Materials abhängiger Koeffizient, t die Temperaturänderung, ε der Koeffizient der Wärmeausdehnung ist.

Bemerkung. Die Formeln 50 und 51 sind die Fundamentalsätze der neueren Methoden; Formel 50 findet ein Analogon in der Potentialtheorie. Nennt man Potential die fiktive Arbeit der Fernwirkungskräfte (Schwere, Magnetismus, Elektrizität), welche nötig ist, um ein der Wirkung dieser Kräfte zu unterwerfendes Massensystem aus der Entfernung unendlich (dem spannungslosen Anfangszustand) unter Einwirkung der Kräfte in die zu untersuchende Lage zu bringen, so giebt das Potential nach der Kraftgröße differenziert die virtuelle Verschiebung und nach der Verschiebung differenziert die Kraft. A_1 kann daher in gewissem Sinne als Potential des elastischen Systemes aufgefaßt werden. Die Einführung dieser Größe für die Untersuchung der Spannungszustände bietet dieselben Vereinfachungen für die Trägertheorie, wie es das Potential in anderen Zweigen der Wissenschaft gethan.

§ 18. Statisch unbestimmte Systeme.

In den praktisch vorkommenden Fällen ist es stets möglich, einen von äußeren Kräften $P_1 P_2 \dots$ belasteten, statisch unbestimmten Stab auf einen hinsichtlich der Auflagerwiderstände statisch bestimmten Stab zurückzuführen, auf den eine weitere Reihe vorläufig unbekannter Widerstände $X_1 X_2 \dots$ als äußere Kräfte wirkt, welche die übrigen Bedingungen ersetzen. (Man vergleiche die folgenden Beispiele.) Wir nehmen, wie dies bei einem auf festen Stützen ruhenden Träger stets der Fall ist, an, daß die Auflagerwiderstände des statisch bestimmten Stabes bei jeder möglichen Formänderung die Arbeit Null verrichten. Dann ist

$$A_1 = \frac{1}{2} P_1 p_1 + \frac{1}{2} P_2 p_2 \dots + \frac{1}{2} X_1 \xi_1 + \frac{1}{2} X_2 \xi_2, \dots \dots \dots 54.$$

wenn p und ξ die im Kraftsinne gemessenen Verschiebungen der Angriffspunkte der Kräfte sind.

Ist der Träger ursprünglich spannungslos gedacht und treten keine Temperaturänderungen auf, so wird nach Formel 50

$$\frac{d A_1}{d X_1} = \xi_1; \quad \frac{d A_1}{d X_2} = \xi_2 \dots \dots \dots 54^a.$$

Ist das statisch bestimmte Grundsystem ursprünglich spannungslos gedacht und treten keine Temperaturänderungen auf, so sind die Verschiebungen ξ_m der statisch unbestimmten Größen X_m in Richtung von X_m gleich den partiellen Differentialquotienten der als Funktion von $X_1 X_2 \dots$ betrachteten inneren Formänderungsarbeit des statisch bestimmten Grundsystems, partiell nach X_m genommen.

Sind die Verschiebungen ξ bekannt, so lassen sich ebensoviele neue Gleichungen entwickeln, als Unbekannte X vorhanden sind.

Sind im gegebenen Falle die Verschiebungen ξ den Widerständen X direkt proportional, wie dies bei elastischen Zwischenstützen, überzähligen Stäben u. s. w. der Fall ist, so wird $\xi_m = -r_m X_m$; die Arbeit A_x aller voneinander unabhängig aufzufassenden X wird

$$A_x = \Sigma \frac{1}{2} \xi_m X_m = -\frac{1}{2} r_1 X_1^2 - \frac{1}{2} r_2 X_2^2 + \dots,$$

daraus wie oben allgemein

$$\xi_m = + \frac{d A_x}{d X_m}.$$

Wir bekommen daher für die Arbeit $\Sigma \frac{1}{2} p P = A_a$ der äußeren Kräfte P , welche am statisch unbestimmten Systeme wirken und welche der Arbeit der inneren Spannungen und Widerstände X gleich sein muß,

$$\Sigma \frac{1}{2} p P = A_a = A_i - A_x$$

oder allgemein

$$A_a = \text{Funkt. } (P_1 P_2 \dots X_1 X_2 \dots)$$

und

$$\left. \begin{aligned} \frac{d A_a}{d X_m} &= \frac{d A_i}{d X_m} - \frac{d A_x}{d X_m} = \xi_m - \xi_m = 0 \\ \frac{d A_a}{d X_1} &= 0, \quad \frac{d A_a}{d X_2} = 0 \dots \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots 55.$$

oder speziell

Die entwickelten Bedingungen sind unter Umständen die Merkmale des analytischen Minimums der Funktion A_a . Untersuchen wir zunächst den zweiten Differentialquotienten $\frac{d^2 A_a}{d X_m^2}$, für welchen wir (siehe auch Gl. 53) erhalten:

$$A_a = \int \frac{1}{2} \rho (v_1 P_1 + \dots v'_1 X_1 + \dots)^2 dF + \Sigma \frac{1}{2} r X^2$$

und

$$\frac{d^2 A_a}{d X_m^2} = \int \rho v^{(m)2} dF - r_m = r_m^* - r_m.$$

Das Integral stellt die Arbeitsgleichung des statisch bestimmten, allein mit $X_m = 1$ belasteten Systems dar, dieser Wert muß aber gleich der Verrückung r_m^* sein, welche der Angriffspunkt von X_m im freien statisch bestimmten Systeme in Richtung von X_m erfährt, während r_m die Verrückung des Angriffspunktes im statisch unbestimmten Systeme für den Belastungszustand $X_m = 1$ ist. r_m^* muß nun positiv und stets größer als r_m sein, da ja im statisch unbestimmten Systeme ein Widerstand am Angriffspunkte von X_m eben nur dann entstehen kann, wenn die im statisch bestimmten Systeme mögliche Verrückung der Punkte aufgehoben ($r_m = 0$) oder wenigstens behindert ($r_m < r_m^*$) wird. Das positive Zeichen des zweiten Differentialquotienten ist bei Vorhandensein nur einer Urvariablen das Kennzeichen des Minimums der Funktion A_a , deren erster Differentialquotient Null wird. Wir verzichten, den Beweis allgemein auch für mehrere Urvariablen zu führen, da die Untersuchung, rein mathematisch geführt, sehr langwierig sich gestaltet, ohne dem geübten Mathematiker Schwierigkeiten zu bieten und sprechen allgemein den Satz aus:

Ersetzt man in einem statisch unbestimmten spannungslosen Systeme die überzähligen Bedingungen durch vorläufig unbekannte Widerstände X_1, X_2 u. s. w., so wird die Verschiebungsarbeit A_a der äußeren Kräfte gleich der Arbeit der inneren Spannungen und der Widerstände. Unter allen denkbaren Gleichgewichtszuständen tritt jener ein, bei welchem die als unabhängige Variable gedachten Werte $X_1, X_2 \dots$ die Arbeit A_a zu einem Minimum machen.

C. Äußere Kräfte gerader Träger.

§ 19. Allgemeines.

Die Belastungen und die sonstigen angreifenden Kräfte, welche unsere Brücken aufzunehmen haben, so das Eigengewicht, die Schneelast, den Winddruck, die Centrifugalkraft bei Brücken im Bogen, die Belastung durch Menschengedränge, die Radlasten der Fuhrwerke, die Achsdrücke der Eisenbahnfahrzeuge, die Einwirkungen des Bremsens der Züge u. s. w. wurden im Abschnitt A. des VII. Kapitels eingehend behandelt und sind vielfach Gegenstand gesetzlicher Vorschriften. Wir wollen hier die Größe dieser Belastungen als bekannt voraussetzen und zunächst untersuchen, welche Auflagerreaktionen an den Stützen, welche Momente und welche Quer-(Transversal-)Kräfte in den einzelnen Querschnitten eines Trägers entstehen, wobei wir vorläufig annehmen, daß der Träger nur vertikale Kräfte aufzunehmen hat, welche in einer Ebene wirken, in der auch die gerade Schwerpunktsachse des Trägers liegt, und daß an den Stützen vertikale Reaktionen entstehen. Unter 1. sollen solche Träger behandelt werden, welche nur auf zwei Stützen ruhen, einfache Balkenträger, während unter 2. der Träger mit freischwebenden Stützen, unter 3. und 4. der kontinuierliche Balken behandelt werden soll.

Die für die kinematische Bestimmtheit nötige Bedingung derartiger Träger, daß ein Auflagerpunkt fest sein, die andere Stütze aber auf einer horizontalen Geraden sich bewegen muß, kann bei allen folgenden Untersuchungen dieses Abschnittes außer Betracht kommen, da die Summe der Horizontalkomponenten der Belastungen schon zufolge der Annahme $= 0$ wird, daher auch keine horizontalen Reaktionen vorkommen. Es genügt mithin die Aufstellung zweier statischen Grundgleichungen: Summe aller Vertikalkräfte gleich Null, Summe der Drehmomente um irgend einen Punkt gleich Null. Die Stützen wurden ohne Rücksicht auf ihre etwaige Beweglichkeit in horizontalem Sinne in den Figuren in der Regel nur durch eine Schneide Δ angedeutet.

Wir wiederholen ferner nochmals die Grundbezeichnungen.

Denkt man sich im Abstände x von der linken Stütze das belastete System durch einen vertikalen Schnitt in zwei Teile getrennt und betrachtet den Teil links des Schnittes, so nennt man die Resultierende aller auf ihn wirkenden Kräfte, in unserem Falle also die Resultierende, d. i. die algebraische Summe aller Vertikalkräfte links des Schnittes, die Transversalkraft R_x und sieht sie als positiv an, wenn sie nach aufwärts wirkt. Das Moment dieser Resultierenden in Bezug auf irgend einen Punkt vom Abstände x für einen vertikal gedachten Schnitt wollen wir mit M_x bezeichnen und positiv nennen, wenn das entsprechende Kräftepaar eine rechtsläufige Drehung, wie solche bei dem Zeiger einer Uhr stattfindet, anstrebt.

In vielen Fällen kann die zufällige Last in allen Punkten der Lastbahn auf den Träger wirken (direkte Belastung), in anderen ausschließlich nur an bestimmten Punkten übertragen werden, so z. B. nur an solchen Stellen, an denen die Querträger, welche die eigentliche Bahn aufnehmen, an die Hauptträger schließen, an den Knotenpunkten der Fachwerkträger u. s. w. (indirekte Belastung). Je nachdem man nun auf diesen Umstand Rücksicht nimmt, was um so eher gerechtfertigt erscheint, je größer das Verhältnis der Querträgerentfernung bezw. der Knotenweite zur Spannweite ist oder nicht, ergeben sich Abweichungen in der Bestimmungsweise. Wir wollen beide Fälle betrachten und in nachstehendem zunächst nur die ältere, rein statische Behandlungsweise befolgen, somit

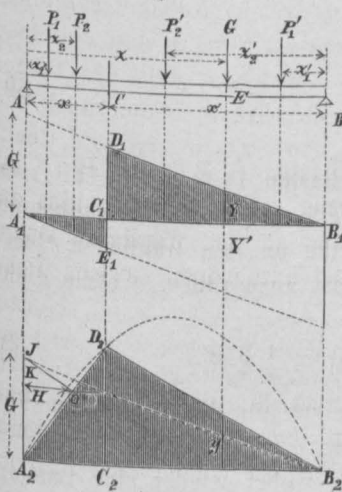
auf die kinematischen Beziehungen, welche sich leicht durch Spezialisierung des in den allgemeinen Abschnitten A. und B. Gebotenen ergeben, nicht näher eingehen. Eine kurze Erinnerung an einige Grundbegriffe wird das Verständnis dieses praktisch besonders wichtigen Abschnittes ermöglichen; der Leser ist somit nicht unbedingt an das Studium der vorhergehenden Abschnitte gebunden.

1. Der einfache Balkenträger.

§ 20. Stützendrücke, Transversalkräfte und Momente bei direkter Belastung.

Bestimmung der Stützendrücke und Transversalkräfte. Eine Einzellast G , welche um z von der Stütze A absteht (Fig. 34), erzeugt in A und B die Stützendrücke A und B

Fig. 34.



$$A = \frac{G(l-z)}{l}, \quad B = \frac{Gz}{l},$$

wenn l die Länge des Trägers AB . Trägt man G von A_1 aus nach aufwärts, von B_1 aus nach abwärts auf, verbindet die Endpunkte dieser Strecken mit B_1 bzw. A_1 , so schneidet eine Vertikale durch E die in der Figur ersichtlichen Strecken Y und Y' ab.

Es ist $Y = A$ Stützendruck in A ,
 $Y' = B$ Stützendruck in B .

Die dem Stützendruck A entgegenwirkende gleich-große Stützenreaktion giebt die nach oben gerichtete, mithin positive Transversalkraft R_x für irgend einen Querschnitt C zwischen A und E im Abstände x von A , während sich für eine Last G innerhalb AC ($z < x$) die Transversalkraft $Q_x = A - G = -B$ ergibt.

Trägt man die Transversalkraft, welche in einem Querschnitte C durch die Einwirkung einer Einzellast G entsteht, am variablen Lastangriffspunkte E als Ordinate Y auf, so erhält man die aus Fig. 34 ersichtliche Darstellung, in welcher die positiven Ordinaten nach aufwärts aufgetragen sind. Man ersieht hieraus, daß eine Last rechts vom fraglichen Querschnitte C stets eine positive, eine Last links von demselben stets eine negative Transversalkraft erzeugt. Für eine beliebige, im Abstände z' von B befindliche Einzellast P ist die Transversalkraft durch $Y \frac{P}{G}$ gegeben. Die Linie $A_1E_1D_1B_1$ ist die Einflusslinie für die Transversalkraft eines Querschnittes C (siehe § 2).

1. Für eine gleichmäßig auf den ganzen Träger verteilte Belastung denke man sich zunächst ein Element dx im Abstände z von A gleichmäßig mit p für die laufende Einheit belastet, dann kann man, $p dx$ als Einzellast betrachtend, $p dx = P$ setzen und es wird die hiervon herrührende Transversalkraft in C durch $Y \frac{p dx}{G}$ gegeben. Für totale Belastung ist die Transversalkraft in C durch den Ausdruck $\frac{p}{G} \int Y dx$ bestimmt. Das Integral stellt die algebraisch genommene Fläche $A_1E_1C_1D_1B_1$ vor. Da Ordinate $C_1D_1 = \frac{G}{l} x'$ und $C_1E_1 = \frac{G}{l} x$ ist, so wird

$$Q_x = \frac{p}{2l} (x'^2 - x^2) = \frac{p}{2} (l - 2x) \quad \dots \dots \dots 56.$$

2. Hat man es mit einem System ruhender Einzellasten $P'_1 P'_2 \dots P_1 P_2 \dots$ zu thun, welche in den Abständen $z'_1 z'_2 \dots$ von der rechten, bezw. $z_1 z_2 \dots$ von der linken Stütze liegen, und bezeichnen $y'_1 y'_2 \dots y_1 y_2 \dots$ die zugehörigen Ordinaten der Einflußlinie für $G = 1$, so ist

$$Q_x = \Sigma (y' P') - \Sigma (y P), \dots \dots \dots 57.$$

welche Form sehr geeignet erscheint, die Bestimmung von Q_x auf graphischem Wege vorzunehmen. Für die Berechnung bekommt man einfacher, die Werte y ausdrückend,

$$Q_x = \frac{\Sigma (P' z')}{l} - \frac{\Sigma (P z)}{l} \dots \dots \dots 58.$$

3. Eine gleichmäßig verteilte, bewegliche Belastung q für die laufende Einheit erzeugt die größte positive Transversalkraft, wenn man den Teil rechts des fraglichen Querschnittes, die größte negative, wenn man den Teil links desselben belastet. Man hat bei gleichem Vorgang wie oben für $\max(+Q)$ die Fläche $C_1 D_1 B_1$, für $\max(-Q)$ die Fläche $A_1 C_1 E_1$ zu beachten.

$$\left. \begin{aligned} \max(+Q) &= \frac{q x'^2}{2l} = \frac{q}{2l} (l-x)^2 \\ \max(-Q) &= -\frac{q x^2}{2l} \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots 59.$$

4. Hat man es mit einem System beweglicher Einzellasten $P_1 P_2 \dots P'_1 P'_2 \dots$ zu thun, so sind, um das $\max(+Q)$ zu erhalten, nur die Teile rechts des Schnittes zu belasten; hierbei sind die schwersten Lasten möglichst nahe an den fraglichen Querschnitt zu bringen. Im Querschnitte C selbst ist eine Last anzuordnen, welche dicht rechts gedacht wird. Man erhält

$$\max(+Q) = y'_1 P'_1 + y'_2 P'_2 + \dots = \Sigma (y' P') = \frac{1}{l} \Sigma P' z' \dots \dots 60.$$

Für die Ermittlung auf graphischem Wege ist der erste, für die Ermittlung auf numerischem Wege der zweite Ausdruck anzuwenden. Das $\max(-Q)$ tritt ein, wenn nur der Teil links des fraglichen Querschnittes belastet ist, wobei wieder eine Last in C bezw. dicht links vor C stehend gedacht wird, und die schwersten Lasten möglichst nahe an jenen Querschnitt zu bringen sind.

Es wird

$$\max(-Q) = \Sigma y P = -\frac{1}{l} \Sigma P z \dots \dots \dots 61.$$

Wenn eine im Verhältnis zur folgenden sehr leichte Last vorausgeht, z. B. ein Pferdepaar einem schwer beladenen Wagen, so kann der geringe Einfluß der ersten Last, selbst wenn er auf die negative Beitrag-Strecke AC kommt, noch immer von dem Einflusse überwogen werden, welcher dadurch hervorgerufen wird, daß nun schwere Lasten sich direkt dem Punkte C auf der positiven Strecke nähern. In diesem Falle kann dann auch die zweite Last an den fraglichen Querschnitt kommen. Meistens wird man durch Umkehrung des Lastsystemes, indem man also z. B. die Wagenhinterachsen über C stellt und das Pferdepaar gegen B schauen läßt, einem solchen Falle ganz vorbeugen.

Bestimmung der Momente. Wirkt eine Einzellast G im Abstände z von der Stütze A , erzeugt dieselbe die Stützenreaktionen A und B , so wird das Moment M_x in einem Querschnitte C von der Abscisse x gegeben durch

$$M_x = Ax = G \frac{x(l-z)}{l}, \text{ wenn die Last rechts von } C, \text{ und}$$

$$M_x = Bx' = G \frac{z x'}{l}, \text{ wenn die Last links von } C \text{ liegt.}$$

Setzt man $\frac{x(l-z)}{l} = y$ und $\frac{z x'}{l} = y'$, so geben diese Strecken die Werte der Ordinaten der Einflußfigur für einen Querschnitt C und eine Last $G = 1$. Sie ent-

sprechen den Ordinaten des schraffierten Dreieckes $A_2 D_2 B_2$ (Fig. 34, S. 269). Die Konstruktion desselben erfolgt am einfachsten in der aus der Figur ersichtlichen Weise, in welcher $\overline{JA_2} = G$, $\overline{KJ} = B$, $\overline{A_2 K} = A$ gemacht ist und $D_2 B_2$ parallel zu JO gezogen wird; $\overline{KO} = H$ bezeichnet eine im allgemeinen willkürliche Poldistanz, wobei, falls das Dreieck $A_2 D_2 B_2$ die Einflußfigur werden soll, $H = G = 1$ gemacht werden muß, während allgemein für eine Einzellast G im Punkte C der Wert $M_x = y \cdot H$ wird, wenn H nach dem Kräftemaßstabe, y nach dem Längenmaßstabe gemessen wird. Faßt man C als feste Stelle auf, für welche eine gewisse Wirkung (das Moment) einer wandernden Einzellast G ermittelt werden soll, die an der Lastangriffsstelle aufgetragen wird, so erscheint $A_2 D_2 B_2$ als Einflußlinie (C fest, E wandernd); gleichzeitig aber ist diese Figur die graphische Darstellung der Wirkung (des Momentes) für alle Punkte E des Trägers, wenn eine Einzellast in C steht und das Moment am fraglichen Querschnitte aufgetragen wird. Man vergleiche § 2, S. 217.

Man ersieht, daß, wo immer auch eine Einzellast liegen mag, sie stets ein positives Moment erzeugt. Das größte Moment ergibt sich, wenn in C selbst die Einzellast liegt, wofür speziell $M_x = \frac{x x'}{l} G$ wird.

1. Setzt man $G = p dx$, so wird für die gleichzeitige Wirkung an allen Lastangriffsstellen, also für eine gleichmäßig auf den ganzen Träger verteilte Last das Moment M_x für einen Querschnitt C , wenn y die Ordinate der Einflußfläche für eine Last $G = 1$ bezeichnet,

$$M_x = \int y \cdot p dx = p \cdot \text{Fläche } A_2 D_2 B_2 = \frac{p x x'}{2} = \frac{p x (l-x)}{2} \quad \dots \quad 62.$$

2. Für ein System ruhender Einzellasten $P'_1 P'_2 \dots P_1 P_2$, welche in den Abständen $z'_1 z'_2 \dots z_1 z_2$ von der rechten bzw. linken Stütze liegen, ist, wenn $y'_1 y'_2 \dots y_1 y_2 \dots$ die zugehörigen Ordinaten bezeichnen,

$$M_x = [\Sigma (P' y') + \Sigma (P y)] \frac{H}{G} \quad \dots \quad 63.$$

In dieser Form erscheint der Ausdruck für die Konstruktion des Wertes M_x direkt geeignet. Macht man $H = G$ und setzt $y' = \frac{C_3 D_2}{x'} z'$ bzw. $y = \frac{C_3 D_2}{x} z$, so erhält man den für die Berechnung brauchbaren Ausdruck

$$M_x = \frac{x'}{l} \Sigma (P z) + \frac{x}{l} \Sigma (P' z') \quad \dots \quad 64.$$

3. Eine gleichmäßig verteilte bewegliche Belastung erzeugt das größte, stets positive Moment bei totaler Belastung. Ist q die Last pro Einheit, so ist speziell

$$\max (+ M_x) = \frac{q x x'}{2} = \frac{q x (l-x)}{2} \quad \dots \quad 65.$$

4. Wir untersuchen in folgendem ein System beweglicher Einzellasten und fragen zunächst nach dem größten Moment, welches eine solche Belastungsart in einem bestimmten Querschnitt erzeugt. Diese Aufgabe ist nach § 2, S. 219, Absatz 4 ganz allgemein schon gelöst, da die Einflußlinie ein Dreieck bildet; demungeachtet wollen wir den Vorgang hier noch einmal schildern.

Aus dem graphisch dargestellten Einflusse, den jede Last auf das Moment M_x ausübt, ist ersichtlich, daß, um $\max M_x$ zu erzeugen, bei gegebener Auswahl verschiedener Lastsysteme man für jenes sich entschließen wird, welches möglichst viele und möglichst große Lasten bei möglichst kleinem Radstand enthält. Man wird das Lastsystem so stellen, daß der Teil desselben, welcher die größten Lasten in kleinsten Abständen aufweist, dem Querschnitte möglichst zugekehrt ist. Denkt man sich nun das

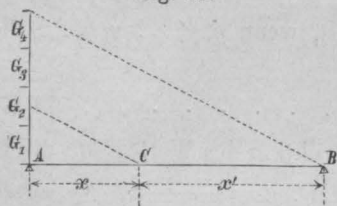
so gewählte System in einer bestimmten Lage um Δz nach rechts verschoben, so wird, so lange keine Last über C schreitet, jedes z sich um $+\Delta z$, hingegen jedes z' sich um $-\Delta z$ ändern. Die Änderung des Momentes läßt sich darstellen durch

$$\Delta M_x = \frac{x x'}{l} \left[\frac{\Sigma P}{x} - \frac{\Sigma P'}{x'} \right] \Delta z \dots \dots \dots 66.$$

Bedenkt man, daß die beiden Ausdrücke innerhalb der Klammer die Lasten auf die Längeneinheit auf der Strecke links und rechts von C darstellen, so sieht man, daß das System, wenn M_x wachsen soll, nach rechts oder links zu verschieben ist, je nachdem die auf die Längeneinheit wirksame Last links oder rechts vom Querschnitte größer ist. Die Verschiebung hat immer nach der Seite zu erfolgen, woselbst sich die kleinere Einheitslast befindet. Muß man, um M_x zum Maximum zu machen, das System nach rechts verrücken und kommt hierdurch links eine neue Last auf den Träger oder tritt eine andere rechts ab, so wird die Ungleichheit umso größer, sodaß die Verschiebung noch weiter fortzusetzen ist. Eine Änderung des Vorzeichens von ΔM kann nur stattfinden, wenn eine Last den Punkt C überschreitet. Man darf daher mit der Verschiebung zunächst nur so lange fortfahren, bis eine Last in den fraglichen Querschnitt gelangt. Nennen wir diese Last \bar{P} und wird die Einheitslast rechts größer oder kleiner als die Einheitslast links, je nachdem man \bar{P} zum rechten oder linken Teil rechnet, so findet unter \bar{P} das Maximum statt; wenn nicht, so hat man als \bar{P} die nächste Last jener Seite zu wählen, für welche in beiden obigen Fällen die Einheitslast die größere war.

Setzt man $p = \frac{\Sigma P + \Sigma P'}{l}$, die auf die Längeneinheit des ganzen Trägers entfallende Last, wenn die Summe der Lasten sich auf alle Werte bezieht, welche auf dem

Fig. 35.



Träger für das fragliche Moment Platz finden, und beginnt man von links nach rechts die Lasten zu addieren, so wird der Wert $p x$ überschritten, sobald man \bar{P} , die Last, unter welcher das Maximum eintritt, hinzufügt, woraus man sofort \bar{P} erkennt.

Trägt man (Fig. 35) die Lasten, welche auf AB von links nach rechts Platz finden, von A aus nach oben auf, verbindet den Endpunkt dieser Lastsumme mit B und zieht durch den fraglichen Querschnitt C eine Parallele, so trifft diese jene Last, welche über C stehen muß, um M_x zum Maximum zu machen. Man vergleiche S. 220, Fig. 8.

§ 21. Übersichtliche Darstellung der Transversalkräfte und der Momente bei direkter Belastung.

Nach dem Vorhergegangenen ist man imstande, für einen gegebenen Querschnitt die Transversalkräfte und Momente graphisch und rechnerisch zu bestimmen. Dehnt man das Verfahren auf eine Reihe von Querschnitten des gegebenen Trägers aus und stellt die erhaltenen Resultate Q_x und M_x als Ordinaten am entsprechenden Querschnitte dar, so erhält man ein Bild der Verteilungsweise dieser Größen, allgemein eine Transversalkrafts- bzw. Momentenkurve. Für die Berechnung sind die entwickelten Formeln bequem, für die Konstruktion führt nachstehende Methode meist rascher zum Ziele.

Für ein ruhendes System von Einzellasten zeigt Fig. 36 die Konstruktion der Transversalkräfte und Momente. Man trägt zu diesem Zwecke zur Bildung des gradlinigen Kräftepolygons G_1, G_2, \dots der Reihe nach auf einer Geraden auf und zieht nach den so erhaltenen Punkten von einem beliebig gewählten Pol die Strahlen, zu diesen

aber Parallele durch die Lastangriffspunkte, so sind die Momente den Ordinaten zwischen der Schlußlinie und dem Seilpolygon proportional und zwar ist für den Punkt C und allgemein

$$M_x = y H, \dots\dots\dots 67.$$

wenn H die Poldistanz. Wird H nach dem Kräftemaßstab aufgetragen, so ist y nach dem Längenmaßstabe abzumessen und umgekehrt. Macht man die Längeneinheit gleich H Momenteneinheiten (Metertonnen), so erhält man einen Maßstab, auf dem man y als Momente direkt ablesen kann. Die Ordinaten des staffelförmigen Polygons geben die Transversalkräfte Q_x in jedem Punkt; die Abstände $B_1 C_1$ und $B_1 E_1$ sind die Stützendrücke in A und B .

Das $\max M_x$ für den ganzen Träger findet an der Angriffsstelle jener Last statt, in welche der Punkt B_1 des Kräftepolygons fällt. Trifft B_1 mit einem Lasttrennungspunkt des Kräftepolygons zusammen, so wird die Seite des Seilpolygons, welche diesem Lasttrennungspunkte entspricht, parallel zur Schlußlinie und das Moment längs dieser Seite konstant.

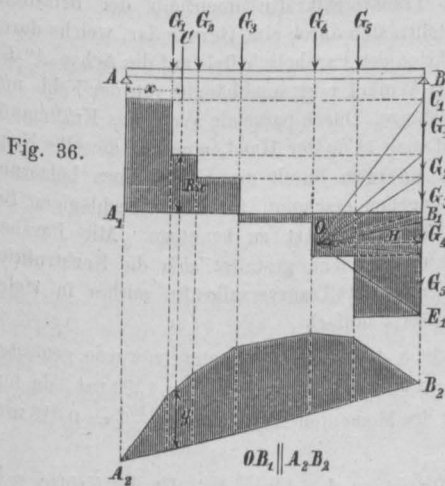


Fig. 36.

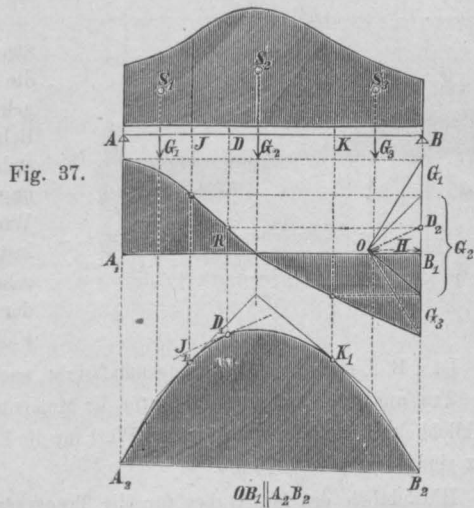
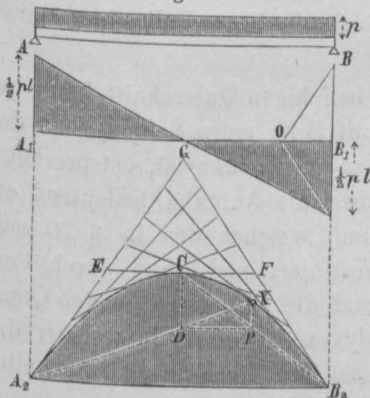


Fig. 37.

Wenn man es mit einer beliebigen stetig verteilten Belastung zu thun hat (Fig. 37), so kann man dieselbe in Teile zerlegen und durch Einzelkräfte ersetzen. Die Seiten des entsprechenden Seilpolygons sind Tangenten an die Seilkurve, die Tangentialpunkte entsprechen den Trennungslinien. Die Transversalkraft in einem beliebigen Querschnitte D wird durch die Strecke $B_1 D_2$ am Kräftepolygon gegeben, deren Endpunkte den Parallelen zur Schlußlinie und zur Tangente an das Seilpolygon in D_1 entsprechen.

Fig. 38.



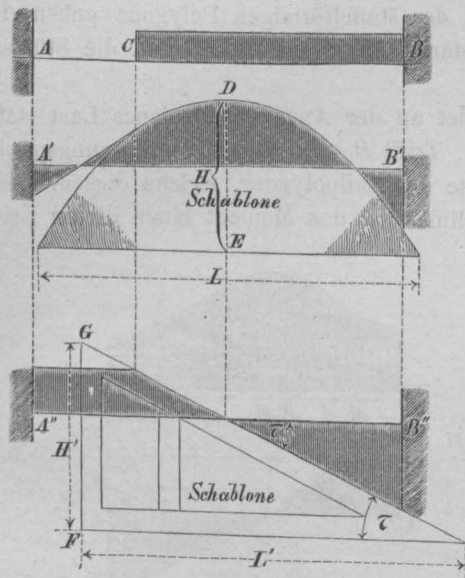
Für eine gleichförmig verteilte Belastung werden die Transversalkräfte durch die Ordinaten einer Geraden gegeben, welche durch die Mitte der Linie AB geht (Fig. 38). Die Momente werden durch die Ordinaten einer Parabel dargestellt. Zum Zeichnen derselben kann man sich der aus der Figur ersichtlichen Methode bedienen, wobei man die Kurve als Eingehüllte ihrer Tangenten erhält, oder — was rascher zum Ziele führt — direkt eine Schablone verwenden.

Über die Anwendung solcher Hilfsmittel wird bei der graphischen Behandlung der kontinuierlichen und

der Träger mit freischwebenden Stützpunkten Näheres gezeigt, hier sei vorläufig das Folgende bemerkt.

Ist ein Teil CB (Fig. 39) eines Trägers AB , der an den Enden irgendwie festgehalten sein mag, mit p für die laufende Einheit gleichförmig belastet und trägt man die Momente als Strecken auf, so entspricht dem belasteten Stücke eine Parabel von vertikaler Achse. Der Parameter dieser Parabel ist nur

Fig. 39.



von p , nicht aber von der Belastungs- und Felderlänge, abhängig. Durch eine passende Wahl des Momenten-Maßstabes hat man es in der Hand, eine bestimmte Parabel, welche man sich ein für allemal als Schablone darstellt, für die verschiedensten Belastungs- und Felderlängen zu benutzen, indem man sie in angemessener Weise verschiebt. Zur Zeichnung der Momentenkurve des belasteten Stückes ist dann nur die Kenntnis zweier Bedingungen notwendig, es genügt also z. B. das Moment an zwei Punkten der belasteten Strecke zu kennen, um sofort die Schablone anlegen zu können.

Die Transversalkräfte innerhalb der belasteten Strecke stellen sich durch eine Gerade dar, welche durch die Projektion des Parabelscheitels auf die Achse $A''B''$ geht. Der Winkel τ ist unabhängig von der Feld- und Belastungslänge. Durch passende Wahl des Kräftemaßstabes hat man es in der Hand, eine und dieselbe Neigung, wie sie etwa durch die Kante eines hölzernen Winkels gegeben erscheint, für alle einschlägigen Belastungsfälle dieser Art zu benutzen. Mit Parabelschablone und Dreieck gestaltet sich die Konstruktion der Momente und Transversalkräfte mithin in vielen Fällen außerst einfach.

Ist z. B. L nach demselben Längenmaßstabe, nach welchem $AB = 50$ m aufgetragen wurde, gemessen gleich 52 m und die Last pro Einheit für die Momente $p = 4$ t, so ist $H = \frac{1}{8} p L^2 = 1352$ mt, da nun in Wirklichkeit $H = 20,5$ mm, so ist der Wert für die Einheit des Momenten-Maßstabes $= \frac{20,5}{1352} = 0,015$ mm oder es sind 15 mm = 1000 mt.

Hinsichtlich des Maßstabes für die Transversalkräfte ist zu beachten, daß H' die Größe $p L'$ darstellt. Ist also wieder nach dem Längenmaßstab (1 mm = 1 m) unserer Figur abgemessen $L' = 52$ m und hat man für die Transversalkräfte $p = 4,2$ t f. d. lfd. m angenommen, so bedeutet H' die Größe $52 \times 4,2 = 218,4$ t. Nun ist aber in Wirklichkeit $H' = 24,5$ mm, man hat daher für die Einheit des Kräftemaßstabes $\frac{24,5}{218,4} = 0,112$, d. h. man hat 100 t = 11,2 mm zu machen.

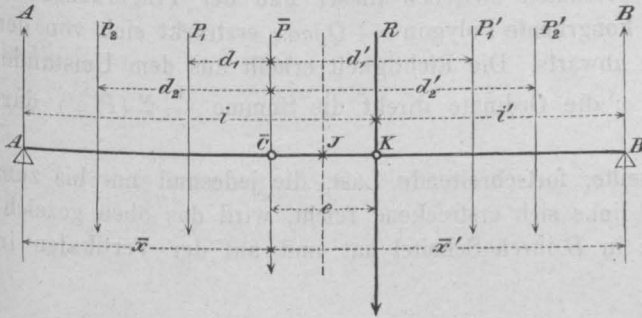
Ist nur ein Teil des Trägers gleichmäßig belastet, so entspricht diesem Teile eine Parabel als Momentenkurve, dem unbelasteten eine Gerade. Da die gleichmäßige totale Belastung zugleich die ungünstigste ist, bedarf die Konstruktion dieses Falles hier keiner weiteren Betrachtung.

Die Ermittlung des größten Momentes für einen beliebigen Querschnitt kann bei gegebenem Lastsystem mit Hilfe der Einflußlinie oder mit Hilfe eines Seilpolygons der ungünstigsten Belastung, über welche nach dem Früheren zu entscheiden ist, entsprechend ermittelt werden. In letzterem Falle kann man sich aber die Aufgabe bedeutend erleichtern, indem man das Seilpolygon für ein Lastsystem, welches den in § 20 entwickelten Bedingungen entspricht, ein für alle Male konstruiert und dann durch Verschieben eines Papierstreifens, welcher die Trägerenden und die zu untersuchenden Querschnitte x enthält, jene Lage der Schlußlinien des Seilpolygons ermittelt, in welcher die nach den oben entwickelten Regeln zu bestimmende Last am fraglichen Querschnitte steht. Näheres findet sich in dem unten angegebenen Beispiele 2.

Eine besondere Erwähnung verlangt noch die Ermittlung des absoluten Maximums der Momente, bzw. desjenigen Querschnittes $x = \bar{x}$, in welchem $\max M_x$ den absolut grössten Wert $\max M_{\bar{x}}$ erreicht. Hierzu führt folgende Betrachtung.

Wird M_x in C (Fig. 40) für eine bestimmte Laststellung zum Maximum $\max M_x$, so ist es stets möglich, die genau im Abstände x liegende Last so in zwei Teile P und

Fig. 40.



P' zu teilen, dafs die Bedingung $\frac{\Sigma P}{x} = \frac{\Sigma P'}{x'}$ erfüllt wird. Soll nun jener Wert $\max M_{\bar{x}}$ gesucht werden, für welchen $\max M_x$ zum grössten unter allen möglichen Werten bei variablem x wird, so mufs in diesem Falle auch noch die Bedingung erfüllt sein, dafs für den Wert $x = \bar{x}$ die Transversalkraft = 0 wird; dies geschieht, wenn $\Sigma P = A$, d. i.

gleich der Reaktion auf der linken Stütze, und $\Sigma P' = B$, der Reaktion auf der rechten Stütze, wird. Soll dies aber der Fall sein, so mufs, wenn i die Entfernung des Angriffspunktes K der Resultierenden aller Lasten, von der linken, i' jene von der rechten Stütze ist, $\frac{A}{B} = \frac{i'}{i}$ sein, oder es mufs $\frac{i'}{i} = \frac{\bar{x}}{x'}$ werden. Diese Bedingung ist erfüllt, wenn die Resultierende der Gesamtbelastung und der Querschnitt $x = \bar{x}$, in welchem das Moment M_x für ein bestimmtes Lastsystem zum grössten $\bar{M}_{\bar{x}}$ Wert wird, von der Trägermitte J gleichweit abstehen. Ist \bar{x} bekannt, so kann $\bar{M}_{\bar{x}}$ direkt nach Gl. 64 ermittelt werden.

Für die Berechnung bzw. Konstruktion von $\max M_{\bar{x}}$ empfiehlt sich folgendes Verfahren. Zunächst wähle man wieder dasjenige von verschiedenen auf den Träger möglichen Systemen, welches viele und grofse Lasten mit kleinem Radstand besonders um die Trägermitte zuläfst, bestimme jenen Wert von \bar{P} links von der Trägermitte, unter welchem das Maximum eintritt, und ermittle die Entfernung der Resultierenden sämtlicher Lasten von \bar{P} . Beträgt diese e , wobei

$$e = \frac{-\Sigma(Pd) + \Sigma(P'd')}{\Sigma P + \bar{P} + \Sigma P'}, \quad \dots \dots \dots 68.$$

wenn $d_1 d_2 \dots$ die Abstände der Lasten links von \bar{P} von dieser Last, ebenso $d'_1 d'_2 \dots$ die Abstände der Lasten rechts von \bar{P} von dieser Last, dann hat man

$$\bar{x} = \frac{l-e}{2} \quad \text{und} \quad \max M_{\bar{x}} = (\Sigma P + \bar{P} + \Sigma P') \frac{\bar{x}^2}{l} - \Sigma(Pd), \quad \dots \dots \dots 68^a.$$

wobei sich das zweite Glied nur auf die Lasten links des Schnittes bezieht. In praktischen Fällen liegt $\max M_{\bar{x}}$ bei einer gröfseren Räderanzahl sehr nahe in der Mitte. Man kann daher hier direkt meist $\bar{x} = \frac{l}{2}$ setzen.

Das hier entwickelte Maximum M_x ist allgemein nicht mehr der absolut grösste Wert, sobald sich zum Einflusse der beweglichen Lasten jener einer bleibenden, ruhenden gesellt. Da jedoch in neuerer Zeit der Einflufs des Eigengewichtes hinsichtlich der Dimensionierung meist anders als jener der zufälligen Last bei der Querschnittsberechnung bewertet wird, wurde hier auf eine weitere Untersuchung nicht eingegangen, zudem der Wert von \bar{x} äufserst wenig hierdurch geändert wird.

Hinsichtlich der Transversalkräfte ist man in der Lage, direkt die Konstruktion eines Polygons anzugeben, welches $\max Q_x$ und $\min Q_x$ jedes einzelnen Querschnittes zeigt. Man trage (T. IV, F. 1) von der linken Stütze der Reihe nach von unten nach oben die einzelnen Kräfte G_1, G_2, G_3 auf und von der rechten Stütze aus nach links die Abstände der Kräfte, wobei man sich G_1 über der rechten Stütze stehend denkt. Konstruiert man nun ein Seilpolygon, für welches man die rechte Stütze als Pol des Kräftepolygons annimmt, so geben die Ordinaten zwischen dieser und der Trägerachse die Werte $+Q_{\max}$, das zum obigen kongruente Polygon $-Q_{\max}$ erstreckt sich von der linken Stütze aus beginnend nach abwärts. Die Richtigkeit erhellt aus dem Umstande, daß für irgend einen Querschnitt x die Ordinate direkt die Summe $\frac{1}{l} \Sigma (P' z')$ darstellt (Gl. 60).

Für eine gleichmäßig verteilte, fortschreitende Last, die jedesmal nur bis zum fraglichen Querschnitt rechts oder links sich erstreckend reicht, wird das oben gezeichnete Polygon zur Parabel, welche in B ihren Scheitel hat und auf der Vertikalen in A die Strecke $\frac{ql}{2}$ abschneidet.

Für die rasche Berechnung der für ein gegebenes Einzellastsystem in einem Querschnitte C eines einfachen Trägers auftretenden Größen empfiehlt sich die Benutzung des zuerst von Zimmermann aufgestellten Schemas. Die Anordnung eines solchen ist aus nachstehendem Beispiele ersichtlich.

M o m e n t e n -
Mittlere Maschinen.

Last	10	9	8	7	6	5	4	3	2	1	1'	2'	3'	4'
	2,5	1,2	1,1	1,1	4,7	2,5	1,2	1,1	1,1	5,0	1,1	1,1	1,2	2,5
	8,5	8,5	13,0	13,0	13,0	8,5	8,5	13,0	13,0	13,0	13,0	13,0	13,0	8,5
d	21,5	19,0	17,8	16,7	15,6	10,9	8,4	7,2	6,1	5,0	0	1,1	2,2	3,4
ΣP	112,0	103,5	95,0	82,0	69,0	56,0	47,5	39,0	26,0	13,0	0	13,0	26,0	34,5
ΣPd	1397	1215	1053	822	605	402	309	238	144	65	0	14	43	72
d	22,6	20,1	18,9	17,8	16,7	12,0	9,5	8,3	7,2	6,1	1,1	0	1,1	2,3
ΣP	125,0	116,5	108,0	95,0	82,0	69,0	60,5	52,0	39,0	26,0	13,0	0	13,0	21,5
ΣPd	1535	1343	1172	926	695	478	376	295	187	94	14	0	14	34
d	23,7	21,2	20,0	18,9	17,8	13,1	10,6	9,4	8,3	7,2	2,2	1,1	0	1,2
ΣP	138,0	129,5	121,0	108,0	95,0	82,0	73,5	65,0	52,0	39,0	26,0	13,0	0	8,5
ΣPd	1687	1485	1305	1045	799	568	457	367	244	136	43	14	0	10

Maschinen in

Last	10	9	8	7	6	5	4	3	2	1	1'	2'	3'	4'
	1,1	1,1	1,2	2,5	4,7	1,1	1,1	1,2	2,5	4,7	1,1	1,1	1,2	2,5
	13,0	13,0	13,0	8,5	8,5	13,0	13,0	13,0	8,5	8,5	13,0	13,0	13,0	8,5
d	21,2	20,1	19,0	17,8	15,3	10,6	9,5	8,4	7,2	4,7	0	1,1	2,2	3,4
ΣP	112,0	99,0	86,0	73,0	64,5	56,0	43,0	30,0	17,0	8,5	0	13,0	26,0	34,5
ΣPd	1537	1261	1000	753	602	472	334	210	101	40	0	14	43	72
d	22,3	21,2	20,1	18,9	16,4	11,7	10,6	9,5	8,3	5,8	1,1	0	1,1	2,3
ΣP	125,0	112,0	99,0	86,0	77,5	69,0	56,0	43,0	30,0	21,5	13,0	0	13,0	21,5
ΣPd	1674	1384	1109	848	687	548	395	258	134	64	14	0	14	34
d	23,4	22,3	21,2	20,0	17,5	12,8	11,7	10,6	9,4	6,9	2,2	1,1	0	1,2
ΣP	138,0	125,0	112,0	99,0	90,5	82,0	69,0	56,0	43,0	34,5	26,0	13,0	0	8,5
ΣPd	1826	1522	1232	956	786	638	471	319	181	102	43	14	0	10

Liegt in einem Querschnitte C , welcher den Abstand x von der linken x' von der rechten Stütze hat, eine Last \bar{P} und bezeichnet man die Lasten links von \bar{P} mit $P_1 P_2 P_3$ u. s. w. und mit $d_1 d_2 d_3$ die Abstände dieser Lasten von C , ferner mit $P'_1 P'_2 P'_3$ u. s. w. die Lasten rechts von \bar{P} und mit $d'_1 d'_2 d'_3$ ihre Abstände von C , so ist für C die Transversalkraft

$$Q_x = \frac{1}{l} \left[+\frac{\bar{P}x'}{-\bar{P}x} + (x'\Sigma P' - \Sigma P'd') - (x\Sigma P - \Sigma Pd) \right], \dots 69.$$

wobei sich das obere Zeichen für einen Schnitt dicht links, das untere auf einen Schnitt dicht rechts von C bezieht. Für das Moment an derselben Stelle wird

$$M_x = \frac{1}{l} \left[xx'(\bar{P} + \Sigma P + \Sigma P') - x'\Sigma Pd - x\Sigma P'd' \right] \dots 70.$$

Die Formeln ergeben sich unmittelbar aus den Gleichungen 58 und 64, S. 270 und 271, wenn man $d_1 = x - z_1$; $d'_1 = x' - z'_1$ u. s. w. setzt.

Um die Berechnung zu erleichtern, kann man eine bestimmte Last eines gegebenen Lastsystemes als \bar{P} annehmen, und zu jeder Last P_m rechts von C die Werte d'_m , $\Sigma_1^m P'_m$, $\Sigma_1^m (d'_m P'_m)$, ferner ebenso zu jeder Last P_n links von C die Werte d_n , $\Sigma_1^n P_n$, $\Sigma_1^n (d_n P_n)$, schreiben. Dies ist in nachstehender Tabelle geschehen; hierbei sind die mittleren Maschinen eines Zuges Engerth'scher Lokomotiven einmal Brust an Brust, einmal alle Maschinen in gleicher Richtung dargestellt. Für \bar{P} wurde der Reihe nach eine der drei Achsen von je 13 t angenommen und durch eine kräftige 0 hervorgehoben. Derartige

S c h e m a.

Brust an Brust.

5'	6'	7'	8'	9'	10'	11'	12'	13'	14'	15'	Last
4,7	1,1	1,1	1,2	2,5	4,7	1,1	1,1	1,2	2,5		
8,5	13,0	13,0	13,0	8,5	8,5	13,0	13,0	13,0	8,5	8,5	t
5,9	10,6	11,7	12,8	14,0	16,5	21,2	22,3	23,4	24,6	27,1	d m
43,0	56,0	69,0	82,0	90,5	99,0	112,0	125,0	138,0	146,5	155,0	ΣP t
122	260	412	578	697	837	1113	1403	1707	1916	2147	ΣPd mt
4,8	9,5	10,6	11,7	12,9	15,4	20,1	21,2	22,3	23,5	26,0	d m
30,0	43,0	56,0	69,0	77,5	86,0	99,0	112,0	125,0	133,5	142,0	ΣP t
75	198	336	488	598	729	990	1265	1555	1755	1976	ΣPd mt
3,7	8,4	9,5	10,6	11,8	14,3	19,9	20,1	21,2	22,4	24,9	d m
17,0	30,0	43,0	56,0	64,5	73,0	86,0	99,0	112,0	120,5	129,0	ΣP t
42	151	274	412	512	634	881	1142	1418	1608	1820	ΣPd mt

gleicher Richtung.

5'	6'	7'	8'	9'	10'	11'	12'	13'	14'	15'	Last
4,7	1,1	1,1	1,2	2,5	4,7	1,1	1,1	1,2	2,5		
8,5	13,0	13,0	13,0	8,5	8,5	13,0	13,0	13,0	8,5	8,5	t
5,9	10,6	11,7	12,8	14,0	16,5	21,2	22,3	23,4	24,6	27,1	d m
43,0	56,0	69,0	82,0	90,5	99,0	112,0	125,0	138,0	146,5	155,0	ΣP t
122	260	412	578	697	837	1113	1403	1707	1916	2147	ΣPd mt
4,8	9,5	10,6	11,7	12,9	15,4	20,1	21,2	22,3	23,5	26,0	d m
30,0	43,0	56,0	69,0	77,5	86,0	99,0	112,0	125,0	133,5	142,0	ΣP t
75	198	336	488	598	729	990	1265	1555	1755	1976	ΣPd mt
3,7	8,4	9,5	10,6	11,8	14,3	19,0	20,1	21,2	22,4	24,9	d m
17,0	30,0	43,0	56,0	64,5	73,0	86,0	99,0	112,0	120,5	129,0	ΣP t
42	151	274	412	512	634	881	1142	1418	1608	1820	ΣPd mt

Tabellen gestatten nicht nur die rasche Berechnung der Transversalkräfte und Momente für einen gegebenen Querschnitt, sondern auch die schnelle Berechnung des absolut größten Momentes, wie ein Blick auf Formel 68 und 68^a zeigt. — Wir lassen nunmehr einige Beispiele folgen.

Erstes Beispiel. Für einen Träger von 32 m Stützweite sei das Moment für einen Punkt im Abstände $x = 12$ m zu rechnen, wenn die mittleren Maschinen Brust an Brust stehen und an den fraglichen Querschnitt die Last 1' des Schemas zu stehen kommt. Wie ein Blick auf die Wertreihe der d zeigt, finden links von $1' = \bar{P}$ die Lasten 1 bis 5, rechts von \bar{P} die Lasten 2' bis 10' Platz. Nach Formel 70 wird

$$M_x = \frac{1}{32} [12 \cdot 20 (13 + 56 + 99) - 20 \cdot 402 - 12 \cdot 837] = 694,9 \text{ mt.}$$

Für die Transversalkraft in demselben Punkte erhält man:

$$Q_x = \frac{1}{32} \left[\begin{array}{l} + 13,20 \\ - 13,12 \end{array} + (20 \cdot 99 - 837) - (12 \cdot 56 - 402) \right] = \begin{array}{l} + 35,39 \text{ t} \\ + 22,39 \text{ t} \end{array}$$

wobei sich das obere Zeichen auf einen Schnitt dicht links, das untere auf einen Schnitt dicht rechts von 1' bezieht.

Zweites Beispiel. Die Figuren 1 bis 5, T. IV zeigen die Berechnung und die graphische Ermittlung der Transversalkräfte und Momente für einen Träger von 8 m Stützweite, wobei hinsichtlich des Eigengewichtes eine Last von 0,6 t f. d. lfd. m, hinsichtlich der zufälligen Last das unter F. 3 dargestellte Einzellastsystem in Betracht gezogen wurde. Die Berechnung der Werte soll für die Querschnitte A, II, IV, VI, B durchgeführt werden, welche um je 2 m voneinander abstehen.

$$\text{Eigengewicht. Stützdruck} = \frac{1}{2} q l = \frac{1}{2} \cdot 0,6 \cdot 8 = 2,4 \text{ t.}$$

Daraus ergeben sich für die Querschnitte A, II, IV, VI, B die Werte der Transversalkraft mit $+2,4 + 1,2 + 0 - 1,2 - 2,4$ t. Trägt man den Stützdruck an der linken Stütze als (+), an der rechten Stütze als (−) Strecke auf, so geben die Ordinaten der geraden Verbindungslinie die Transversalkraft in jedem einzelnen Schnitt. Diese Linie ist in F. 1 dünn und voll ausgezogen.

Die Momente berechnen sich in den einzelnen Querschnitten nach $p \cdot \frac{x x'}{2}$, wofür man z. B. für Querschnitt II den Ausdruck $0,6 \cdot \frac{2 \cdot 6}{2} = 3,6$ mt erhält. Für die einzelnen Schnitte

A	II	IV	VI	B
0	3,6	4,8	3,6	0 mt.

Diese Werte entsprechen den Punkten einer Parabel, die in F. 4 nach bekannten Regeln als dünne volle Linie s eingezeichnet ist.

Zufällige Last. Für die Berechnung der Transversalkräfte hat man nach Gl. 60 vorzugehen. Für den Querschnitt II wird z. B.:

$$\max + Q_1 = \frac{1}{8} [5,9 \cdot 6 + 5,9 \cdot 4,65 + 5,9 \cdot 3,3 + 3,5 \cdot 2,05] = 11,2 \text{ t.}$$

$$\max - Q_1 = -\frac{1}{8} [5,9 \cdot 2 + 5,9 \cdot 0,65] = -1,95 \text{ t.}$$

Auf diesem Wege erhält man für

	A	II	IV	VI	B
$\max + Q$	17,25	11,2	5,88	1,9	0
$\max - Q$	0	1,9	5,88	11,2	17,25.

Hinsichtlich der graphischen Konstruktion sei bemerkt, daß alle in Betracht kommenden Lasten $G_1 G_2 G_3 G_4 G_5$ auf einer Vertikalen über der linken Stütze aufgetragen wurden und ebenso die Abstände der Lasten auf der Horizontalen von der rechten Stütze aus, für den Fall betrachtet, daß G_1 über dieser Stütze selbst liegt. Zeichnet man nun ein Kräftepolygon mit der rechten Stütze als Pol und zieht zu den entsprechenden Strahlen dieses Polygons die Seilpolygonseiten zwischen den Kraftvertikalen, so erhält man direkt die maximalen Transversalkräfte in jedem Schnitt.

Berechnung der Momente. Wir haben hier zunächst die ungünstigste Stellung des Lastsystems für jeden einzelnen Querschnitt zu ermitteln und dann für diese Stellung das Moment selbst zu berechnen.

Man betrachtet zunächst den Querschnitt II und nimmt G_1 als über II stehend an. Schlägt man G_1 zum linken Teile, so hat man für die Einheitslast links $\frac{5,9}{2} = 2,95$ und für die Einheitslast rechts $\frac{5,9 + 5,9 + 3,5}{6} = 2,55$, es wäre daher das System nach rechts zu schieben. Betrachtet man dementsprechend G_1 als zur rechten Seite gehörig, so hat man für die Einheitslast links $\frac{0}{2} = 0,00$; für die Einheitslast

rechts eine positive Gröfse, es wird daher das System wieder gegen links zu verschieben sein und man sieht, dafs G_1 jene Last ist, welche in II liegen mufs, damit das Maximum eintritt. Für das Maximum selbst erhält man nach Gl. 64:

$$\max M_{II} = \frac{x'}{l} \Sigma (Pz) + \frac{x}{l} \Sigma (P'z') = \frac{6}{8} \cdot 0 + \frac{2}{8} [2,05 \cdot 3,5 + 3,30 \cdot 5,9 + 4,65 \cdot 5,9 + 6 \cdot 5,9] = 22,4 \text{ mt.}$$

Für den Querschnitt IV, in unserem Falle die Trägermitte, betrachten wir G_2 als über Querschnitt IV stehend und schlagen es zunächst zu den Lasten links. Dann beträgt die Einheitslast links $\frac{5,9 + 5,9}{4}$, die Einheitslasten rechts $\frac{5,9 + 3,5}{4}$, das System ist daher nach rechts zu schieben. Schlagen wir daher G_2 zu dem Teile rechts, so wird die Einheitslast links $\frac{5,9}{4}$ und rechts $\frac{5,9 + 5,9 + 3,5}{4}$, das System wird daher wieder nach links zu schieben sein. Es ist mithin G_2 jene Last, welche über IV liegen mufs. — Für diese Laststellung aber wird:

$$\max M_{IV} = \frac{4}{8} [2,65 \cdot 5,9] + \frac{4}{8} [4 \cdot 5,9 + 2,65 \cdot 5,9 + 1,4 \cdot 3,5] = 29,9 \text{ mt.}$$

Für die Berechnung des absolut grössten Momentes mufs die Resultante sämtlicher Lasten von der Trägermitte ebensoweit nach rechts abstehen, als der fragliche Querschnitt nach links. Über den fraglichen Querschnitt wird in unserem Falle G_2 zu stehen kommen. Für den Abstand der Resultierenden aller Lasten von G_2 erhält man, den Abstand nach rechts positiv zählend, nach Formel 68

$$e = \frac{-1,35 \cdot 5,9 + 1,35 \cdot 5,9 + 2,6 \cdot 3,5}{5,9 + 5,9 + 5,9 + 3,5} = 0,429 \text{ m.}$$

Die Trägermitte mufs daher um $\frac{e}{2} = 0,214$, das linke Trägerende um $\bar{x} = 4 - 0,214 = 3,786 \text{ m}$, das rechte um $\bar{x}' = 4 + 0,214 = 4,214 \text{ m}$ von der Last G_2 abstehen, für welche Stellung man nun direkt das Moment für den Querschnitt rechnen könnte oder aber nach Gl. 68^a verfahren kann. Im letzteren Falle erhält man: $(5,9 + 5,9 + 5,9 + 3,5) \frac{3,786^2}{8} - 1,35 \cdot 5,9 = 30,02 \text{ mt}$, welcher Wert nur wenig von dem früher gefundenen verschieden ist.

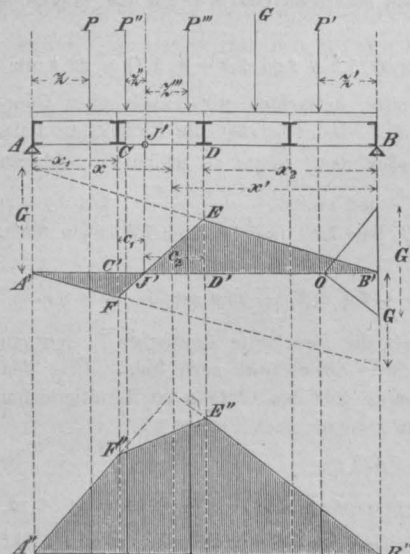
Zur graphischen Bestimmung wurde zunächst auf Grund des Kräftepolygons F. 2 ein Seilpolygon in F. 3 entwickelt, wobei als Mafsstab für die Längen 1 cm in der Zeichnung gleich 1 m gesetzt und für F. 2 als Poldistanz $H = 15 \text{ t}$ gewählt wurde. Macht man daher 1 cm = 15 mt, so erhält man den Momentenmafsstab. — Auf einer unter dem Seilpolygon angeordneten Horizontalen wurde der Träger so verschoben, dafs zunächst der Querschnitt II in die Vertikale von G_1 fällt und für diesen Fall die Schlusslinie eingezeichnet; sie ist in der Figur mit II₁ II₁ bezeichnet. Die Ordinate durch G_1 zwischen den eingezeichneten Punkten von der Seilkurve bis zur Schlusslinie II₁ II₁ giebt das Moment M_{II} . — Ebenso wurde M_{IV} bestimmt. Die Lage der Resultierenden R sämtlicher Kräfte, welche auf den Träger für einen Querschnitt nahe der Mitte kommen, ist durch den Durchschnittspunkt der ersten und letzten Seilpolygonseite bestimmt. — Durch Halbierung des Abstandes zwischen R und G_2 erhält man in unserem Falle die Mitte J jener Trägerstellung, für welche das absolut grösste Moment $\max M_{\bar{x}}$ in einem Punkte auftritt, der unter G_2 fällt. Die diesem Falle entsprechenden Trägerendpunkte sind auf der genannten Horizontalen in F. 3 mit A und B bezeichnet. Ihnen entspricht die strichpunktierte Schlusslinie. Die Ordinate zwischen dieser Schlusslinie und dem Seilpolygon in der Vertikalen von G_2 gemessen giebt $\max M_{\bar{x}}$. Dieser Wert ist in unserer Figur so wenig von dem $\max M_{IV}$ verschieden, dafs sich die beiden bezüglichen Schlusslinien fast in demselben Punkte schneiden, was natürlich hier nur zufällig eintritt.

Bemerkung. Wenn ein bestimmtes Lastsystem auf dem Träger sich bewegt, von welchem durch Überschreiten der Stützpunkte keine Last wekommt, während auch keine hinzukommt, und wenn man das Moment M_e , welches am jeweiligen Lastangriffspunkte von G_e entsteht, als Ordinate am Lastangriffspunkte aufträgt, so erhält man für jede Last G_e eine Parabel. Die Darstellung des in jedem Punkte möglichen grössten Momentes, am Punkte selbst als Ordinate aufgetragen, führt daher zu einer Linie, welche aus einzelnen Parabelsegmenten besteht und in der Mitte eine kleine Einbucht zeigt. In F. 4, T. IV sind die einzelnen Parabeln ganz eingezeichnet; die sie umhüllende Kurve ist als volle Linie m ausgezogen.

§ 22. Transversalkräfte und Momente bei indirekter Belastung.

Bestimmung der Transversalkräfte. Liegt der fragliche Querschnitt im Abstände x von A und innerhalb zweier Querträger, so nimmt die Einflufsline, deren Ordinaten an den Lastangriffspunkten die Werte von Q_x für eine Last G darstellen, die aus Fig. 41 ersichtliche Form $A'FJ'EB'$ an.

Fig. 41.



Man vergleiche S. 217, Fig. 4. Hieraus ersieht man, daß eine Last stets eine positive Transversalkraft erzeugt, so lange sie zwischen J' und der rechten Stütze liegt, eine negative, wenn G innerhalb J' und der linken Stütze bleibt. Für die Abstände $J'D' = c_2$, $C'J' = c_1$, $C'D' = c$ hat man

$$c_1 = \frac{c}{l-c} x_1, \quad c_2 = \frac{c}{l-c} x_2 \quad . \quad . \quad . \quad 71.$$

1. Für eine gleichmäßig auf den ganzen Träger verteilte Belastung ist die Transversalkraft Q_x durch das Produkt aus der Last pro Längeneinheit p in die Fläche $A'B'EJ'FA'$ gegeben; man erhält ähnlich wie unter § 20 vorgehend, nach kurzer Rechnung:

$$Q_x = \frac{p}{2} \frac{(x_2^2 - x_1^2)}{l-c} \quad . \quad . \quad . \quad 72.$$

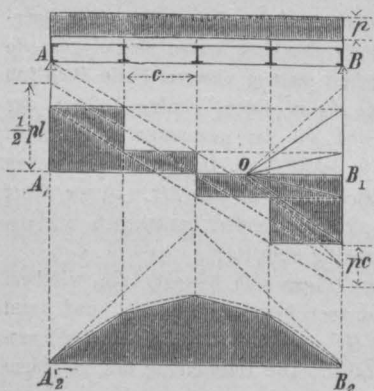
Dieser Ausdruck ist für alle Punkte innerhalb CD konstant. Fig. 42 zeigt die Konstruktion.

2. Für ein System ruhender Lasten ergibt sich, wenn z' die Abstände der Lasten P' zwischen B und D von der rechten Stütze, z für Lasten P zwischen A und C von der linken Stütze und z'' jene zwischen J' und C von J' nach links bzw. z''' zwischen J und D nach rechts gerechnet werden und $G = 1$ gesetzt wird:

$$Q_x = \left\{ \Sigma (P' z') - \Sigma (P z) + \frac{l-c}{c} \left[\Sigma (P''' z''') - \Sigma (P'' z'') \right] \right\} \frac{1}{l} \quad . \quad . \quad . \quad 73.$$

F. 43 zeigt eine übersichtliche Darstellung für eine bestimmte Laststellung.

Fig. 42.



3. Eine fortschreitende, gleichförmig verteilte Last erzeugt das Maximum $\max(+Q_x)$, wenn die Strecke $J'B$, das $\max(-Q_x)$, wenn die Strecke AJ' belastet ist; man erhält:

$$\max(+Q_x) = q \cdot \text{Fläche } J'E B' = \frac{q x_2^2}{2(l-c)},$$

$$\max(-Q_x) = q \cdot \text{Fläche } A'F J' = \frac{-q x_1^2}{2(l-c)}.$$

Demnach ist, wie ein Vergleich mit den Formeln 59 in § 20 (S. 270) zeigt, die Transversalkraft ebenso groß, wie sie für einen Träger ohne Querträger mit der Länge $(l-c)$ wäre.

4. Hat man es mit einem System beweglicher Einzellasten zu thun, so liegt der Fall ganz so, wie bei Bestimmung des Maximums einer Wirkung bei dreieckiger Einflußfläche und die Richtigkeit nachfolgender Regel wird sofort einleuchten.

Man belaste (Fig. 41) die Strecke $J'D'B'$, ordne die Lasten so, daß die schwersten dicht um D' zu liegen kommen und suche eine Last \bar{P} , für welche die Einheitsbelastung der Strecke $J'D$ größer oder kleiner als die Einheitslast der Strecke $D'B'$ wird, je nachdem man \bar{P} einmal den Lasten links von D' , einmal jenen rechts von D' beizählt. Dann ist jene Stellung die ungünstigste, für welche \bar{P} eben über D liegt. Ist DB gegen $J'D$ groß, so wird auf die Strecke $J'D$ meist gar keine Last zu liegen kommen.

Für die Bestimmung der grössten negativen Transversalkraft gilt dasselbe hinsichtlich der Strecke AJ' . Für die ungünstigste Stellung muß das in gleicher Weise ermittelte \bar{P}' über C liegen. Zur Berechnung erhält man die Formel, wenn \bar{P} die über D und \bar{P}' die über C liegende Last ausdrückt:

$$\begin{aligned} \max(+Q_x) &= \left[\Sigma(P'z') + \bar{P}x_2 + \frac{l-c}{c} \Sigma(P''z'') \right] \frac{1}{l} \Bigg| \\ \max(-Q_x) &= - \left[\Sigma(Pz) + \bar{P}_1x_1 + \frac{l-c}{c} \Sigma(P''x'') \right] \frac{1}{l} \Bigg| \quad 74. \end{aligned}$$

Im letzten Felde ist die maximale positive, im ersten die maximale negative Transversalkraft stets gleich Null.

Für diejenigen Felder CD , in welchen keine Einzellast liegen muß, um $+Q_x$ innerhalb derselben zum Maximum zu machen (was nach dem vorigen Paragraph zu beurteilen ist) wird die Transversalkraft ebenso groß wie in D , wenn keine Querträger vorhanden wären. Müssen innerhalb CD eine oder mehrere Lasten liegen, so ist der hiernach erhaltene Wert um das Glied $\frac{l-c}{c} \Sigma(P''z'')$ zu vermehren, was auf graphischem Wege oder durch Berechnung ermittelt werden kann.

Bestimmung der Momente in einem gegebenen Querschnitt. Konstruiert man das im vorigen Fall benutzte Polygon, dessen Ordinaten im Lastangriffspunkte einer Einzellast, dem in x erzeugten Momente M_x proportional sind, so sieht man, daß an den Querträgern die Einflußdreiecke und mithin die Momente für eine beliebige Belastung genau so wie ohne Rücksicht auf die Querträger werden. Für Querschnitte x innerhalb zweier Querträger tritt (Fig. 41) das Viereck $A''B''E''F''$ an Stelle des Dreieckes. Für praktische Zwecke wird es daher stets genügen, nur die Momente an den Querträgern nach dem vorhin gezeigten Verfahren zu konstruieren und die so erhaltenen Punkte durch Gerade zu verbinden. Wir wollen jedoch noch einige Regeln zur Berechnung und Konstruktion der Werte M_x für x innerhalb CD anschließen.

1. Für eine totale gleichmäßige Last ergibt sich aus Berechnung der Fläche $A''F''E''B''$

$$M_x = \frac{p}{2l} [x_1x'(x_1+c) + x_2x(x_2+c)] \quad 75.$$

Dieser innerhalb CD gültige Ausdruck ist vom ersten Grade. Fig. 42, S. 280 zeigt die übersichtliche Darstellung der Momente in jedem Querschnitt.

2. Ruhendes Einzellast-System. Bezeichnet man die Lasten zwischen C und D mit \bar{P} und die Abstände dieser Lasten \bar{P} von C und D mit u und u' , das übrige nach der aus Fig. 41 ersichtlichen Weise, so ist

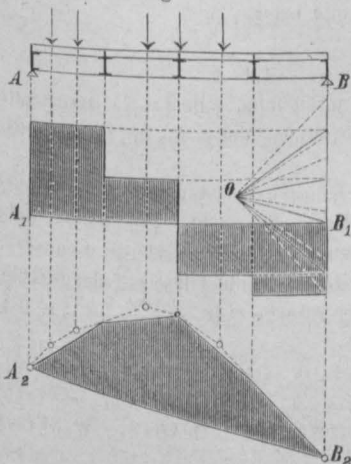
$$\begin{aligned} M_x &= \frac{x'}{l} \left[\Sigma(Pz) + \frac{x_1}{c} \Sigma(\bar{P}u') \right] + \\ &+ \frac{x}{l} \left[\Sigma(P'z') + \frac{x_2}{c} \Sigma(\bar{P}u) \right], \quad 76. \end{aligned}$$

da die Glieder innerhalb der Klammer konstant sind, so ist M_x innerhalb CD vom ersten Grade. Fig. 43 zeigt die übersichtliche Zusammenstellung.

3. Da die totale gleichmäßige Belastung zugleich die gefährlichste hinsichtlich der Momente ist, wird auch, wenn $x' = l - x$,

$$\max M_x = \frac{p}{2l} [x_1x'(x_1+c) + x_2x(x_2+c)] \quad . . 77.$$

Fig. 43.



4. Für die Bestimmung des größten Momentes für ein System beweglicher Einzel-lasten rückt man das unter 2. bezeichnete System um Δz nach rechts und erhält:

$$\Delta M_x = \frac{x x'}{l} \left\{ \frac{\Sigma P + \frac{x-x_1}{c} \Sigma \bar{P}}{x} - \frac{\Sigma P' + \frac{x'-x_2}{c} \Sigma \bar{P}}{x'} \right\} \Delta z = \frac{x x'}{l} [p - p'] \Delta z,$$

wenn p und p' die Werte der Brüche innerhalb der Klammern bedeuten. Vergleicht man den gewonnenen Ausdruck mit den für ΔM ermittelten, im Falle keine Querträger vorhanden, so ist die Analogie unverkennbar. Die zwischen den Querträgern liegenden Lasten \bar{P} sind nach dem Verhältnis $\frac{x-x_1}{c}$ und $\frac{x'-x_2}{c}$ zu den Lasten links von C bzw. rechts von D zu schlagen. Faßt man eine bestimmte Stellung ins Auge, so muß man das System stets nach der Seite verschieben, welche dem kleineren Werte der auf die Längeneinheit verteilten Last entspricht. Das Auf- und Abrücken einer Last über die Stützen macht die Ungleichheit größer und zwingt zu weiterer Verschiebung nach derselben Seite. Anders verhält es sich, wenn durch die Verschiebung eine Last \bar{P} entweder eben in das fragliche Feld CD oder aus demselben kommt. In diesem Falle ist sie einmal als Last des fraglichen Feldes, das anderemal eben außerhalb desselben stehend zu betrachten, wird hierbei einmal $p > p'$, das anderemal $p < p'$, so ist diese Stellung die ungünstigste hinsichtlich der Momente. Es muß für diesen Fall also stets eine Last entweder in C oder in D stehen. Man vergleiche S. 220, Fig. 9.

Für die Auflagerpunkte der Querträger erhält man zwei Werte, je nachdem dieselben einmal zum rechten, einmal zum linken Felde geschlagen werden. F. 5 B, T. IV zeigt die übersichtliche Darstellung der Momente für den ganzen Träger. Die Konstruktion ist aus der Figur ersichtlich.⁹⁾

Ein Beispiel der Berechnungs- und graphischen Bestimmungsweise eines mit Querträgern versehenen einfachen Trägers von 8 m Stützweite zeigt F. 1 bis 5 B der Tafel IV. Als Eigengewicht des Trägers selbst wurde 0,2 t f. d. lfd. m angenommen.

Die Transversalkräfte, welche von dem Eigengewichte herrühren, berechnen sich wie für eine gleichförmig verteilte Last für die Querschnitte

	A	II	IV	VI	B
mit	0,8	0,4	0	-0,4	-0,8 t.

Das Eigengewicht der Querträger tritt als ein System von Einzellasten von je 0,8 t auf, wobei die äußersten in A und B außer Betracht bleiben können. Die hiervon stammende Transversalkraft rechnet sich nach Formel 73, wobei das letzte Glied des Trinoms entfällt, da zwischen den Querträgern eben keine Einzellasten angreifen; hieraus rechnet sich für x innerhalb der Querschnitte 1 und 2 z. B.:

$$Q = \frac{1}{8} [0,8 \cdot 4 + 0,8 \cdot 2 - 0,8 \cdot 2] = +0,4 \text{ t.}$$

Innerhalb zweier Querträger ist die Transversalkraft konstant und beträgt in

A	II	IV	VI	B
+1,2	+1,2 + 0,4	+0,4 - 0,4	-0,4 - 1,2	-1,2 t.

In F. 1 B sind die Eigengewichts-Transversalkräfte graphisch durch feine volle Linien dargestellt. Zur Konstruktion der Maximal-Transversalkräfte wurden in F. 1 B die Influenzkurven für die Querschnitte A , II , IV , VI , B eingezeichnet.

Es ist hier vor allem zu untersuchen, ob hinsichtlich der ungünstigsten Belastungsweise für Punkte des ersten Feldes eine Last zwischen A und II zu stehen kommen muß oder nicht. Für dieses Feld trifft J (vergl. Fig. 41, S. 280) mit A zusammen. Betrachten wir zunächst in Querschnitt 1 unserer Tafelfigur die Last G_2 , zwischen A und C die Last G_1 ruhend; so wird die Einheitslast auf der Strecke AC , wenn wir G_2 zu AC rechnen: $\frac{5,9 + 5,9}{2} = 5,9$; die Einheitslast der Strecke CB $\frac{5,9 + 3,5 + 4,9}{6} = 2,4$,

⁹⁾ Ausführliches über die in den Paragraphen 20—22 dargestellten Sätze enthält in ähnlicher Weise entwickelt: Weyrauch. Maximalmomente einfacher Träger. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1875, S. 467. Stelzl. Theorie der Brückenträger, Wien 1880. Siehe auch die Werke von Culmann, Winkler, Müller-Breslau u. a.

wir haben daher das System nach rechts zu schieben. Denken wir uns die zweite Last zur Strecke CB gerechnet, so wird Einheitslast links $\frac{5,9}{2} = 2,95$, Einheitslast rechts $\frac{2,5,9 + 3,5 + 4,9}{6} = 3,4$; wir haben daher das System nach links zu schieben und sehen zugleich, daß diese Stellung die ungünstigste ist, vorausgesetzt, daß wir die Lasten $G_1 G_2 G_3 G_4 G_5$ im Auge haben, welche sämtlich Platz finden (1. Belastungsfall in F. 1 B). Für diesen Fall rechnet sich aus Gl. 74:

$$\max Q = \left[5,9 \cdot 4,65 + 3,5 \cdot 3,4 + 0,6 \cdot 4,5 + 5,9 \cdot 6 + \frac{8-2}{2} (5,9 \cdot 0,65) \right] \frac{1}{8} = 11,15 \text{ t.}$$

Es ist aber demungeachtet auch noch der Fall in Betracht zu ziehen, daß nur die Lasten $G_1 G_2 G_3 G_4$ am Träger Platz finden. Es läßt sich leicht wie oben zeigen, daß dann G_1 in II liegen müsse. Für diesen Fall wird:

$$\max Q' = [5,9 \cdot 6 + 5,9 \cdot 4,65 + 5,9 \cdot 3,30 + 3,5 \cdot 2,05] \frac{1}{8} = 11,207 \text{ t.}$$

Wir sehen hier, daß dieser Belastungsfall der ungünstigere ist, wenn auch das Resultat nur sehr wenig von dem vorigen abweicht. Darf nun schon im ersten Felde keine Last liegen, um Q zum Maximum zu machen, so ist dies in den übrigen Feldern, wo der Abstand des Punktes J (vergl. Fig. 41, S. 280) vom nächsten rechten Querträger noch kleiner wird, um so weniger der Fall. Es wird daher in unserem Beispiel in jedem Felde die Transversalkraft zum Maximum, wenn am nächsten rechten Querträger die erste Last liegt. Dies ist aber zugleich die ungünstigste Stellung für diese Querschnitte, wenn keine Querträger in denselben vorhanden wären. Hieraus erklärt sich die Konstruktion in 1 B. Das eingezeichnete staffelförmige Polygon mm entspricht den $\max Q$. Die Eckpunkte dieses Polygons liegen auf einem in der Figur gestrichelt dargestellten Streckenzug, welcher mit dem Polygone mm in F. 1 A identisch ist.

So wie oben durch Berechnung, kann man mit Hilfe der Einflußlinien durch Konstruktion für beide Laststellungen die G_1 in C (Laststellung 1) und G_2 in C (Laststellung 2) die Werte Q ermitteln. Jene Ordinaten, welche anderen als Lasten von 5,9 t entsprechen, sind nach dem bezüglichen Verhältniss graphisch zu reduzieren.

Für die Berechnung der Momente gilt hinsichtlich der zufälligen Last, soweit die Punkte A, II, IV, VI, B in Betracht kommen, ganz dasselbe wie in dem Beispiele für direkte Lastübertragung (S. 278). Die gleichförmig verteilte Eigenlast erzeugt Momente, die den Ordinaten einer Parabel entsprechen. Die Einzelwerte rechnen sich z. B. für den Querschnitt II nach $M_{II} = \frac{p \cdot x x'}{2} = \frac{0,2 \cdot 2 \cdot 6}{2} = 1,2 \text{ mt.}$ Die Parabel ist als Kurve h in F. 5, T. IV eingetragen. Die Querträgerdrücke repräsentieren ein System gleicher ruhender Einzellasten, die Momente rechnen sich nach Gl. 64 bzw. 76 z. B. für Querschnitt II:

$$M'_{II} = \frac{2}{8} (0,8 \cdot 6 + 0,8 \cdot 4 + 0,8 \cdot 2) = 2,4 \text{ mt.}$$

Das Polygon q in F. 5 giebt die den einzelnen Querschnitten entsprechenden Werte.

Damit für einen Querschnitt zwischen zwei Querträgern das Maximum des Momentes eintrete, muß eine Last am rechten oder linken Querträger liegen. Wir untersuchen das Feld II, IV. Für die Trägermitte gilt als ungünstigste Stellung G_2 über IV; für diese Lage wird das Moment in II durch die Strecke y_1 in F. 3 gegeben, welche um die Querträgerentfernung $c = 2 \text{ m}$ vom Querschnitte 2 absteht. Trägt man y_1 in F. 5 über Querschnitt II als Ordinate auf, und verbindet den Endpunkt derselben mit $\max M$ in IV, so giebt die Gerade die Momente für alle Querschnitte zwischen II und IV für die bezeichnete Stellung. Für Querschnitt II erzeugt G_1 über II das Maximalmoment, für diesen Belastungsfall giebt y_2 in F. 3 das in IV entstehende Moment. In analoger Weise wie oben erhält man eine zweite Gerade in F. 5, welche die Momente für alle Querschnitte zwischen II und IV hinsichtlich dieser zweiten Laststellung giebt. Die beiden Geraden schneiden sich in einem Punkte, für welchen beide Stellungen gleich ungünstig sind. In praktischen Fällen kann die Konstruktion dieser Linien, welche stets einspringende Winkel zwischen den Querträgern bilden, unterbleiben.

§ 23. Ersatz eines Einzellast-Systemes durch eine gleichmäfsig verteilte Last.

Obwohl es keinerlei Schwierigkeiten macht, die Transversalkräfte und Momente für jeden einzelnen Querschnitt unter Zugrundelegung der wirklichen Lastenzüge zu bestimmen, so führt doch in vielen Fällen, namentlich wenn man es mit großen Spannweiten zu thun hat, eine Berechnung unter Annahme einer gleichförmig verteilten Last rascher zum Ziele und vereinfacht die Untersuchung.

Es sei $\max M_x$ das Moment, $\max Q_x$ die Transversalkraft, welche in einem beliebigen Querschnitte x durch ein Einzellastsystem erzeugt wird, $q_1 \varphi(x)$ und $q_2 \psi(x)$

seien die an derselben Stelle durch eine gleichförmig verteilte Belastung entstehenden Werte des Momentes und der Transversalkraft, wobei φ und ψ von der Trägerart abhängige Funktionen bezeichnen. φ und ψ besitzen also andere Formen bei einfachen, andere bei kontinuierlichen, bei Bogenträgern u. s. w. Setzt man die Maximalwerte einander gleich, so erhält man

$$q_1 = \frac{\max M_x}{\varphi(x)}, \quad q_2 = \frac{\max Q_x}{\psi(x)} \quad \dots \quad 78.$$

Man sieht, daß q_1 und q_2 im allgemeinen Funktionen von x , also von der Lage des Querschnittes abhängig sind. Ebenso sind q_1 und q_2 untereinander keineswegs selbst für denselben Querschnitt gleich. Die Bestimmung einer gleichförmigen Belastung, welche in jedem Querschnitte dasselbe größte Moment und dieselbe größte Transversalkraft erzeugt, wie ein bewegliches System von Einzellasten, ist daher unmöglich. Dagegen kann man sowohl diejenige gleichmäßig verteilte Belastung ermitteln, welche in einem Querschnitte dasselbe größte Moment erzeugt, wie der Lastenzug, als auch diejenige, welche ebenso große Maximal- und Minimal-Transversalkräfte hervorruft, wie der Lastenzug in seiner ungünstigsten Stellung. Die Ermittlung dieser Belastungen (Ersatzlasten, Belastungs-Äquivalente) soll in nachstehendem für den einfachsten, aber zugleich auch wichtigsten und häufigsten Fall, den Träger auf zwei Stützen, vorgeführt werden.

a. Gleichmäßig verteilte Belastung q_b für die Längeneinheit zur Ermittlung der größten positiven und negativen Transversalkräfte. In einem um x_1 vom rechten Auflager entfernten Querschnitte wird durch eine gleichmäßig verteilte Belastung die größte Transversalkraft dann hervorgerufen, wenn nur der Balkenteil rechts vom Querschnitte, also bis zum rechten Auflager, belastet, der Trägerteil links vom Querschnitt aber unbelastet ist. Dann ist für den betreffenden Querschnitt

$$\max Q_x = \frac{q_b x_1^2}{2l}.$$

Falls ein System von Einzellasten den Träger belastet, so ist die Lastenlage, welche die größte Transversalkraft im Querschnitt erzeugt, in den allermeisten Fällen diejenige, bei welcher die erste Last P'_1 am Querschnitte liegt, die anderen Lasten $P'_2, P'_3 \dots$ sich rechts vom Querschnitte befinden. Nennt man die Abstände der letzteren von der ersten Last bezw. $d'_2, d'_3 \dots$, so wird:

$$\begin{aligned} \max Q_x &= \frac{1}{l} [P'_1 x_1 + P'_2 (x_1 - d'_2) + P'_3 (x_1 - d'_3) + \dots], \\ \max Q_x &= \frac{1}{l} [x_1 \Sigma (P') - \Sigma (P' d')]. \end{aligned}$$

Die Gleichsetzung beider für $\max Q_x$ gefundenen Ausdrücke ergibt denjenigen Wert q_b , welcher in dem betreffenden Querschnitte gleiches $\max Q$ erzeugt, wie das System von Einzellasten. Man erhält

$$q_b = \frac{2 \Sigma (P')}{x_1} - \frac{2 \Sigma (P' d')}{x_1^2} \quad \dots \quad 79.$$

Der vorstehende Ausdruck giebt das bemerkenswerte Ergebnis, daß die Größe der in Betreff der Transversalkräfte stellvertretenden Belastung q_b von der Stützweite l des Trägers ganz unabhängig ist. Sie hängt nur von der Länge x_1 der belasteten Strecke und dem Lastenzuge ab. Man kann demnach behaupten: „Die in Betreff der Querkkräfte stellvertretende gleichmäßig verteilte Last q_b für die Längeneinheit ist für irgend einen Querschnitt nur von der Lage des betreffenden Querschnittes gegen die Auflager, also von der Länge der belasteten Strecke, nicht aber von der Stützweite des Trägers abhängig.“¹⁰⁾ Dieses Gesetz macht die Ermittlung von q_b zu einer sehr ein-

¹⁰⁾ Schäffer. Deutsche Bauz. 1876, S. 348. — Landsberg. Centralbl. d. Bauverw. 1888, S. 190.

fachen Arbeit. Nennt man die Mittelkraft aller rechts vom betreffenden Querschnitt liegenden Lasten R_m , den Abstand derselben vom rechten Auflager r , so ist

$$\max Q = \frac{R_m r}{l} \quad \text{und} \quad \max Q = \frac{q_b x_1^2}{2l}, \quad \text{mithin} \quad q_b = \frac{2 R_m r}{x_1^2}.$$

Um nun für einen bestimmten Lastenzug die Werte von q_b zu finden, braucht man nur einen Träger von sehr grosser Weite (etwa 100 m bis 150 m) anzunehmen, auf diesen den Lastenzug zu stellen und für die verschiedenen Werte von x_1 die entsprechenden $R_m r$ zu ermitteln, woraus dann die q_b leicht folgen. In welcher Weise zu diesem Zwecke ein einfaches graphisches Verfahren verwendet werden kann, ist in der in Anmerkung 10 bezeichneten Arbeit (Centralbl. d. Bauverw. 1888) vorgeführt. Die erhaltenen Werte von q_b gelten für beliebige Stützweiten.

Die grösste negative Transversalkraft $\min Q_x$ tritt ein, wenn nur der Trägerteil links vom Querschnitt, sei es mit der Last q'_b für die Längeneinheit, sei es durch Einzellasten, derart belastet ist, daß die erste Last am Querschnitt liegt. Für die Aufsuchung von $\min Q_x$ ist demnach allgemein ein anderer Wert von q_b zu Grunde zu legen, als für $\max Q_x$. Derselbe ergibt sich aber leicht aus der Gleichung für q_b , wenn man statt x_1 in dieselbe $(l - x_1)$ einführt. Die in der unten folgenden österreichischen Verordnung aufgeführten Werte von q_b sind entsprechend vorstehender Betrachtung ermittelt.

b. Gleichmässig verteilte Belastung q_a für die Längeneinheit zur Ermittlung der grössten Momente. In einem um x bzw. x_1 von den Stützen A und B abliegenden Querschnitt C wird durch gleichmässig verteilte Belastung dann das grösste Moment hervorgerufen, wenn der ganze Balken belastet ist; dann ist im Querschnitt C ein Moment

$$M_x = \frac{q_a}{2} (lx - x^2).$$

Durch Einzellastensysteme wird im Querschnitt das grösste Moment dann erzeugt, wenn eine sehr schwere Last am Querschnitt liegt, wenn ferner sowohl rechts wie links vom Querschnitt auf dem Träger Lasten liegen und dieselben so verteilt sind, daß möglichst an jeder Seite die auf die Längeneinheit entfallende Belastung gleich gross ist. Es liege die Last \bar{P} am Querschnitt, die Reihenfolge der Lasten von links nach rechts sei $\dots P_2 P_1 \bar{P} P'_1 P'_2 \dots$, die Abstände derselben von \bar{P} seien bzw. $\dots d_2 d_1 0 d'_1 d'_2 \dots$. Dann ist das durch dieselben in C erzeugte Moment

$$\max M_x = \frac{1}{l} [\bar{P}x(l-x) + \Sigma (P(l-x)(x-d)) + \Sigma (P'(l-x-d')x)].$$

Die Gleichsetzung beider Ausdrücke für $\max M_x$ führt zu

$$q_a = \frac{2}{l} \left[\Sigma (P) + \bar{P} + \Sigma (P') - \frac{\Sigma (Pd)}{x} - \frac{\Sigma (P'd')}{x'} \right] \dots \dots \dots 80.$$

Gelegentlich des Entwurfes einer neuen Brückenverordnung vom 15. Sept. 1887 wurden in Österreich ausgedehnte Untersuchungen zur Ermittlung der Werte von q vorgenommen. q_b wurde für verschiedene Lastenzüge ermittelt, ebenso q_a , letzteres für die Trägermitte und einen Punkt, welcher um ein Sechstel der Spannweite von den Stützpunkten absteht. Die Werte wurden aufgetragen und durch ein Polygon umhüllt; die Ordinaten der Eckpunkte des Polygons der q_a und q_b entsprechen den gesetzlichen Skalen a und b der Brückenverordnung.¹¹⁾

¹¹⁾ Querschnitten innerhalb des ersten Sechstels der Stützweite entsprechen vielfach grössere Werte q_a , als die gesetzliche Vorschrift fordert; diese Trägerteile werden aber aus konstruktiven Gründen, wenigstens bei Parallelträgern, meist stärker gehalten, als es die äusseren Kräfte fordern. Siehe speziell: v. Leber. Die neue Brückenverordnung, I. u. II. Bd. Ausführliches Werk mit Erläuterungen, Hilfstabellen und Tafeln. Wien 1888.

Nachstehend folgen die auf die Ersatzlasten bezüglichen Punkte der erwähnten Verordnung. Dabei möge auf die Angaben in Kapitel VII, § 3 unter 2., S. 20 u. 21 hingewiesen werden. Die Werte p , auf S. 21, soweit sie sich auf Nebenbahnen beziehen, sind nach dem obigen Ausdruck $q_b = \frac{2 R_m r}{x_1^2}$ ermittelt.

Die der Berechnung zu Grunde zu legende Belastung setzt sich aus dem Eigengewicht der Konstruktion (bleibende Last) und der durch die Fahrbetriebsmittel erzeugten zufälligen Last (Verkehrslast) zusammen.

Außerdem müssen auch die Einflüsse des Winddruckes, und wenn es das Konstruktionssystem bedingt, auch jene der Temperaturveränderungen u. s. w. entsprechend berücksichtigt werden.

Für die Berechnungen hat folgendes zu gelten:

a. Die der Berechnung der Gurtungen zu Grunde zu legende und auf das ganze Brückenfeld auszudehnende zufällige Belastung ist bei den üblichen frei aufliegenden Konstruktionen für jedes Gleis pro laufenden Meter gleich verteilt, je nach der von Mitte zu Mitte der Auflager zu rechnenden Stützweite folgendermaßen festgesetzt:

Skala a.

Stützweite in Metern	Zufällige Last in Tonnen	Stützweite in Metern	Zufällige Last in Tonnen	Stützweite in Metern	Zufällige Last in Tonnen
1,0	30	5	11,5	40	5,6
1,5	20	10	8,5	80	4,4
2,0	15	15	7,0	120	3,8
2,5	13,5	20	6,5	160	3,4

Für dazwischen fallende Stützweiten ist gradlinig zu interpolieren.

b. Für die Berechnung der Verstrebungen in den Hauptträgern der bezeichneten Konstruktionen sind dagegen die der zufälligen Belastung entsprechenden größten Abscherungskräfte in der einen oder anderen Richtung für jeden Brückenquerschnitt derart zu bestimmen, daß man eine nur von diesem Querschnitte bis zu dem bezüglichen Auflager reichende Belastung zieht.

Für diese Belastung hat dann ohne Rücksicht auf die Stützweite der Brücke und nur nach der Länge des belasteten Brückenteiles pro laufenden Meter Gleis gerechnet, folgende Skala zu gelten:

Skala b.

Länge des belasteten Brückenteiles in Metern	Zufällige Last per Meter der belasteten Brückenteile in Tonnen	Länge des belasteten Brückenteiles in Metern	Zufällige Last per Meter der belasteten Brückenteile in Tonnen	Länge des belasteten Brückenteiles in Metern	Zufällige Last per Meter der belasteten Brückenteile in Tonnen
1,0	30	5	14,0	40	6,2
1,5	25	10	10,0	80	4,8
2,0	20	15	8,5	120	4,0
2,5	18	20	7,6	160	3,5

Für dazwischen fallende Längen ist gradlinig zu interpolieren.

c. Bei kontinuierlichen Konstruktionen sind der Berechnung der Gurtungen die den Stützweiten der belasteten Brückenfelder nach Skala a zufallenden Belastungen zu Grunde zu legen und jene Belastungskombinationen zu berücksichtigen, welche die maximalen Momente ergeben.

Für die Berechnung der Verstrebung dieser Konstruktionen sind dagegen innerhalb der betrachteten Öffnung die Belastungen nach Skala b, für die gleichzeitig aber auch auf den anderen Brückenfeldern anzunehmenden Belastungskombinationen nur die Belastungen nach Skala a in Rechnung zu bringen.

d. Für andere als die in lit. a, b und c betrachteten Konstruktionen (Hängewerke, Sprengwerke, Bogenbrücken, Balanceträger etc.) sind, insofern nicht die einfache Anwendung der Skalen a und b zulässig sein sollte, die anzunehmenden Belastungszüge derart zu wählen, daß dieselben bei den üblichen, frei aufliegenden Trägern annähernd den für letztere gegebenen Belastungen entsprechen und haben hierfür folgende Annahmen zu gelten:

Tabelle IV (vergl. Fig. 44, S. 288).

1.	2.	3.	4.	5.	6.	7.	8.	9.	10.	11.	12.
Spannweite in m	In Österreich gesetzliche Last f. d. lfd. m				Ersatzlast in t f. d. lfd. m des Normalbelastungszuges für			Ersatzlast in t f. d. lfd. m des Arlberg-Zuges für			Spannweite in m
	Skala a		Skala b		$x = 0$	$x = \frac{1}{6} L$	$x = \frac{1}{2} L$	$x = 0$	$x = \frac{1}{6} L$	$x = \frac{1}{2} L$	
	q_a	$\frac{q_a L^2}{8}$ in mt	q_b in t f. d. m	$\frac{q_b L^2}{2}$ in mt							
1	30,0	3,8	30,0	15,0	26,0	26,0	26,0	28,0	28,0	28,0	1
2	15,0	7,5	20,0	40,0	18,2	16,6	13,0	19,6	17,9	14,0	2
3	13,1	14,7	17,2	77,4	15,6	13,5	12,1	16,8	14,2	13,1	3
4	12,3	24,6	15,6	124,8	14,3	12,5	11,7	15,4	13,4	12,6	4
5	11,5	35,9	14,0	175,0	13,3	11,8	10,8	14,3	12,7	11,6	5
6	10,9	49,1	13,2	237,6	12,1	11,1	10,4	13,1	11,9	11,2	6
7	10,3	63,1	12,4	303,8	11,0	10,3	9,8	11,9	11,1	10,5	7
8	9,7	77,6	11,6	371,2	10,1	9,5	9,1	10,9	10,0	9,8	8
9	9,1	92,1	10,8	437,4	9,5	8,8	8,5	10,2	9,5	9,1	9
10	8,5	106,3	10,0	500,0	9,0	8,2	7,9	9,6	8,8	8,5	10
12	7,9	142,2	9,4	676,8	8,4	7,5	7,0	9,0	8,0	7,6	12
14	7,3	178,9	8,8	862,4	8,1	7,1	6,4	8,7	7,6	6,9	14
16	6,9	220,8	8,32	1065,0	7,8	7,1	6,0	8,4	7,6	6,4	16
18	6,7	271,4	7,96	1289,5	7,5	6,9	5,8	8,1	7,4	6,3	18
20	6,5	325,0	7,6	1520,0	7,3	6,6	5,8	7,8	7,1	6,3	20
25	6,275	490,2	7,25	2265,6	6,8	6,3	5,8	7,3	6,7	6,2	25
30	6,050	680,6	6,9	3105,0	6,6	5,9	5,6	6,8	6,3	6,0	30
35	5,825	892,0	6,55	4011,9	6,4	5,8	5,6	6,4	5,9	5,8	35
40	5,600	1120,0	6,2	4960,0	6,2	5,7	5,6	6,1	5,6	5,6	40
45	5,450	1379,5	6,025	6100,3	6,1	5,6	5,5	5,9	5,4	5,4	45
50	5,3	1656,3	5,85	7312,5	5,9	5,5	5,4	5,6	5,2	5,2	50
55	5,15	1947,3	5,675	8583,4	5,7	5,4	5,3	5,4	5,0	5,0	55
60	5,0	2250,0	5,5	9900,0	5,6	5,3	5,2	5,2	4,9	4,9	60
65	4,85	2561,4	5,325	11249,1	5,5	5,2	5,1	5,0	4,7	4,7	65
70	4,7	2878,8	5,15	12617,5	5,3	5,1	5,0	4,9	4,6	4,6	70
75	4,55	3199,2	4,975	13992,2	5,2	4,9	4,9	—	—	—	75
80	4,4	3520,0	4,80	15360,0	5,1	4,8	4,8	—	—	—	80
85	4,325	3906,0	4,7	16978,8	4,9	4,7	4,7	—	—	—	85
90	4,25	4303,1	4,6	18630,0	4,8	4,6	4,6	—	—	—	90
95	4,175	4709,9	4,5	20306,3	4,7	4,6	4,5	—	—	—	95
100	4,10	5125,0	4,4	22000,0	4,6	4,5	4,5	—	—	—	100

Als Verkehrslast ist ein ideeller, mit drei vierachsigen Lokomotiven zu je 3,6 m Gesamtradstand und 9,5 m Gesamtlänge samt deren dreiachsigen Schlepptendern zu je 3 m Gesamtradstand und 6,1 m Gesamtlänge, sowie den noch erforderlichen zweiachsigen Lastwagen zu je 3 m Radstand und 7 m Gesamtlänge zusammengestellter Zug in Betracht zu ziehen, für welchen prinzipiell der Achsendruck bei der Lokomotive 13 t, bei dem Tender 10 t und bei dem Lastwagen 8 t beträgt. (*Normalbelastungszug der Tabelle IV, S. 287.*)

Die Einwirkungen dieses Zuges sind jedoch bei kleinen Stützweiten mit Rücksicht auf vorkommende Achsendrucke zu 14 t entsprechend zu erhöhen, dagegen für sehr große Stützweiten wegen der Wahrscheinlichkeit zu ermäßigen, daß nicht alle Achsenbelastungen und Stände in der ungünstigsten Weise beschaffen sein dürften.

e. Behufs Berechnung eines Zwischenquerträgers ist als Verkehrslast die Hälfte der nach Skala a resultierenden Gesamtbelastung einer Brücke anzunehmen, als deren Stützweite die Entfernung von dem nächsten linksseitig gelegenen bis zu dem nächsten rechtsseitig gelegenen Querträger zu gelten hat.

Endquerträger sind je nach ihrer konstruktiven Anordnung fallweise zu berechnen und ist hierbei im Sinne der vorangehenden Regel der eine fehlende Nachbarquerträger durch eine entsprechend entfernte theoretische Auflagestelle des Gleises zu ersetzen.

Schwellenträger sind wie auf den Querträgern gestützte Hauptträger zu behandeln.

Lit. f. betrifft die Berücksichtigung des Winddrucks; das Erforderliche ist in Kap. VII, S. 26 u. ff. bereits mitgeteilt.

g. Für Konstruktionssysteme, bei welchen infolge der Temperaturveränderungen Mehrspannungen eintreten (Bogenbrücken, kontinuierliche Träger auf hohen eisernen Jochen u. s. w.), sind diese selbstverständlich zu berücksichtigen.

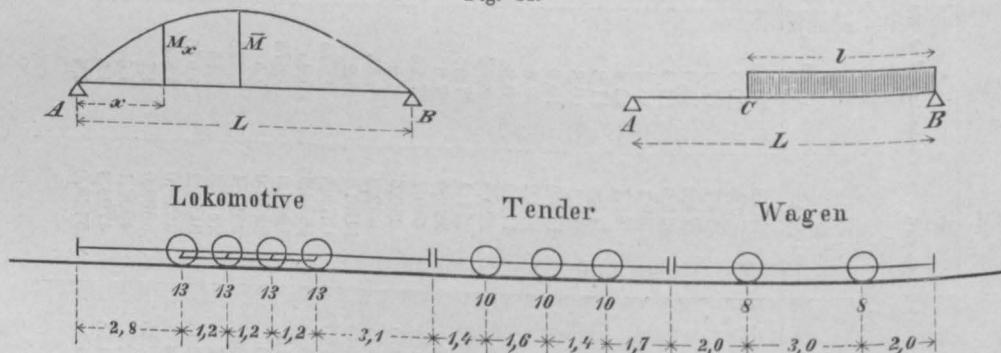
Außerdem sind auch noch etwaige dynamische Wirkungen nach Maßgabe der Trassenverhältnisse und der anzuwendenden Geschwindigkeiten in Rechnung zu ziehen.

Bei Konstruktionen, welche den Stößen der Fahrzeuge ohne Vermittelung eines elastischen Zwischenstückes direkt ausgesetzt sind, muß übrigens eine um 10 Prozent vergrößerte Einwirkung der zufälligen Belastung in Rechnung gebracht werden.

h. Für solche normalspurige Lokal- und Schleppbahnen, auf welchen die schweren vierachsigen Lokomotiven nicht verkehren, sind die in lit. a. und b. normierten Belastungen entsprechend zu ermäßigen, und zwar:

1. um 20 Prozent für solche Bahnen, deren Brücken nicht nachteiliger beansprucht werden als durch dreiachsige Lokomotiven mit 12 t Achsendruck, 1,2 m Achsenentfernung und 7,7 m Gesamtlänge samt deren dreiachsigen Schlepptendern mit 25 t Gesamtlast und 6,3 m Gesamtlänge;
2. um 40 Prozent für solche Bahnen, deren Brücken nicht nachteiliger beansprucht werden als durch dreiachsige Tenderlokomotiven mit 8,5 t Achsendruck, 1,1 m Achsenentfernung und 7,2 m Gesamtlänge.

Fig. 44.



Bei dem hier dargestellten österreichischen Normalbelastungszuge folgen die Wagen drei aneinander gehängten, mit Tendern versehenen Lokomotiven; beim Arlberg-Zuge gelten dieselben Achsabstände und Achsdrücke für Tender und Wagen, die Achslasten der Lokomotive hingegen betragen 14 t, es sind jedoch den Wagen nur zwei derartige Lokomotiven mit Tendern vorgespannt.

Die in der Tabelle unter 3. gegebenen Zahlen bringen direkt das Moment eines einfachen Trägers in der Mitte, d. i. für $x = \frac{l}{2}$.

Bezeichnet man $\frac{x}{l} = \xi$ und $\bar{M} = \frac{1}{8} q l^2$, so wird für

$\xi = 0,05$	$M_x = 0,1900 \bar{M}$	$\xi = 0,30$	$M_x = 0,8400 \bar{M}$
0,10	0,3600	0,35	0,9100
0,15	0,5100	0,40	0,9600
0,20	0,6400	0,45	0,9900
0,25	0,7500	0,50	1,0000,

welche Koeffizienten die Berechnung des Momentes für Zwischenpunkte erleichtern.

Die unter 5. der Tabelle gegebenen Zahlen ermöglichen die rasche Bestimmung der gesetzlichen Transversalkraft für einen Punkt C , wenn CB belastet ist; man erhält nämlich $Q_x = \frac{q l^2}{2} : L$, also z. B. für einen Träger von $L = 50$ m Spannweite für die gesetzliche Transversalkraft in der Trägermitte $Q_1 = \frac{2265,6}{50} = 45,31$ t.

Sehr sorgfältige und eingehende Untersuchungen über die Ersetzung der Lasten-züge für die Berechnung durch gleichmäÙig verteilte Lasten, d. h. über die Belastungs-gleichwerte der Brücken, sind, wie auf S. 221 vorläufig erwähnt ist, von Winkler¹²⁾ angestellt. Der Grundgedanke der Schlussfolgerungen, welche in den unten angeführten Quellen studiert werden können, ist folgender:

Nennt man die Ordinaten der Einfluslinie, welche beim Überfahren einer Einzel-last gleich der Einheit über den Träger entsteht, y , so ist die gesuchte GröÙe, sei es ein Moment, eine Transversalkraft oder eine Spannung u. dergl.

$$Y = \Sigma (G y).$$

In dieser Gleichung bedeuten die G die einzelnen Lasten, die y sind die Ordina-ten der Einfluslinie an den Lastpunkten. Eine gleichmäÙig über die Länge der Einflusfigur verteilte Last p für die Längeneinheit erzeugt einen Einflus:

$$Y = \Sigma (p y dx) = p \Sigma (y dx) = p \int y dx.$$

$\int y dx$ ist der Flächeninhalt der Figur, welche von der Abscissenachse und der Einfluslinie eingeschlossen wird, d. h. der Einflusfigur. Soll der durch die gleich-mäÙige Belastung erzeugte Einflus Y demjenigen gleich sein, welchen das System von Einzellasten hervorruft, so muß sein:

$$p \int y dx = \Sigma (G y),$$

und, wenn man $\int y dx = F$ setzt,

$$p = \frac{\Sigma (G y)}{F}.$$

Statt der gleichmäÙigen Last p kann man auch eine gleichmäÙige Belastung p' und außerdem eine Einzellast P einführen, wobei P an derjenigen Stelle liegt, wo die Einflusfigur ihre gröÙte Höhe h hat. Dann ist offenbar

$$\text{bei der ersteren Belastungsart } Y = p \int y dx = p F,$$

$$\text{bei der zweiten Belastungsart } Y = p' F + Ph.$$

Beide Y sollen gleich sein, also muß sein:

$$p F = p' F + Ph, \quad p = p' + \frac{Ph}{F}.$$

¹²⁾ E. Winkler. Über die Belastungs-Gleichwerte der Brückenträger. Festschrift der Königl. Techn. Hochschule zu Berlin. Auch in: Centralbl. d. Bauverw. 1884, S. 460, und in Winkler. Theorie der Brücken, I. Heft, 1886.

Setzt man $F = h l \cdot A$, wo A von der Gestalt der Einflußfigur abhängt, so wird

$$p = p' + \frac{P}{lA} \dots\dots\dots 81.$$

Winkler bestimmt nun für verschiedene Formen der Einflußfläche und unter Zugrundelegung eines bestimmten Lastenzuges die Werte von p und zwar für das rechtwinklige, das gleichschenklige Dreieck, das Dreieck im allgemeinen, das abgestumpfte Dreieck, das Vieleck, die Parabelfläche u. a.

2. Träger mit schwebenden Stützen (Kragträger).

§ 24. Ermittlung der äußeren Kräfte.

Bei Trägern, welche sich ohne Unterbrechung über mehrere Öffnungen erstrecken, sind die auftretenden äußeren Kräfte wesentlich von der Höhenlage der Stützen und dem Einflusse ungleichförmiger Erwärmung abhängig, hingegen fallen die Momente infolge der Gegenwirkung benachbarter Öffnungen und damit auch die Materialmengen für die Gurte kleiner als bei nebeneinander liegenden einfachen Trägern aus. Unter Vermeidung der eingangs erwähnten Übelstände läßt sich aber dieser Vorteil erreichen, wenn man den Träger in mehrere mit den Nachbarn gelenkartig verbundene Träger teilt, von denen jeder nur auf zwei Stützpunkten ruht. Hinsichtlich der Unterbringung der Gelenke sind zahlreiche Anordnungen möglich; zweckmäßig erscheint es, in die aufeinanderfolgenden Öffnungen abwechselnd kein Gelenk und zwei Gelenke zu legen. F. 1 u. 4, T. V zeigen zwei derartige Anordnungen. Die Bestimmung der äußeren Kräfte erläutern wir an diesen Beispielen.

Für eine totale gleichmäßige Belastung p lassen sich die Parabeln für die Momentenflächen aus der Bedingung konstruieren, daß an den Gelenken JK die Momente gleich Null sein müssen. Im ersten Falle legt man die Eigengewichtsparabel (blaue Kurve F. 3, T. V) vom Parameter $\frac{1}{p}$ so, daß sie durch A und J geht, hierdurch bestimmt sich das Pfeilmoment in B ; in entsprechender Weise findet man bei Beachtung des dritten Feldes das Moment in C , die Eigengewichtsparabel DE wird mittels der Schablone durch D und E gelegt. Für das erste Feld AB treten die ungünstigste Belastung für die größten positiven Momente (innerhalb AJ) und die größten negativen Momente (innerhalb JB) bei totaler Belastung des ganzen Feldes ein; Momente anderen Zeichens können durch veränderliche Lasten nicht entstehen. Wir brauchen daher mittels der Schablone die Parabel für die Verkehrslast ebenfalls nur durch A und J zu legen. Im zweiten Felde entstehen die positiven Maximalmomente bei alleiniger Belastung des Mittelfeldes, weshalb die rote Parabel durch B und C zu legen ist. Die größten negativen Momente entstehen, wenn das Mittelfeld gar nicht, die Nachbarfelder total belastet sind; die Kurve wird eine Gerade FG .

Für die Summe beider Einwirkungen erhält man Momentenflächen (schwarze Linien), deren Zeichnung durch Benutzung einer Schablone für die Summenkurve leicht wird. Die schwarze Kurve (das Moment $M_p + M_g$ darstellend) muß im ersten Felde durch die Punkte AJ , im zweiten durch die Punkte DE gehen. Für die negativen Maximalmomente erhält man eine zur Eigengewichtsparabel äquidistante Kurve HL . — Hinsichtlich der Transversalkräfte ist zu beachten, daß sich AJ wie ein in A und J gestützter einfacher Träger verhält.

Für das Eigengewicht erhält man in allen Feldern zueinander parallele gerade Abschnitte (blaue Linien), die Abstände an den Pfeilern sind bei angenommener Pol-

distanz H direkt durch die Tangenten an die blaue Parabel in A, D, E (F. 3) gegeben. Die blaue Gerade des ersten Feldes in F. 2 muß durch die Mitte von AJ , jene des zweiten Feldes bei symmetrischer Anordnung durch die Mitte von BC gehen.

Bei beweglicher, gleichförmig verteilter Last q f. d. lfd. m muß für $\max(+R)$ der Teil rechts des fraglichen Querschnittes belastet sein, Lasten, welche über J hinaus reichen, sind ohne Einfluß. Innerhalb JB kann die Transversalkraft nicht positiv werden. Die Kurve der $\max(+R)$ rot zeigt daher die gewöhnliche Parabel des auf zwei Stützen ruhenden Trägers AJ . Das $\max(-R)$ entsteht innerhalb AJ , wenn die Last nur links des fraglichen Querschnittes liegt. Man erhält auch hier die bekannte Parabel AD (F. 3).

Innerhalb DE muß die Last vom untersuchten Querschnitt bis zur Stütze A reichen. Die Transversalkräfte $\max(-R)$ sind durch eine Gerade DE begrenzt, deren Endpunkt E durch die am Kräftepolygon abgeschnittene Strecke gegeben erscheint, welche der Tangente der Kurve AJF in F entspricht. Für $\max(+R)$ innerhalb BC muß zunächst das Feld AB ganz belastet sein und außerdem die Last innerhalb BC vom fraglichen Querschnitt bis zur rechten Stütze C reichen. Man erhält hierbei eine Parabel, wie wenn BC einfacher Träger wäre, nur erscheint F um ein Stück hinaufgerückt, welches im Kräftepolygon durch eine zu FC (in F. 3) parallele Gerade abgeschnitten wird. Für $\max(-R)$ (in F. 2) gilt Analoges. Die schwarzen Linien geben die Summe für Eigengewicht und Verkehrslast.

Nach dem hier Besprochenen wird es leicht, das zweite Beispiel T. V, F. 4 bis 6 zu verstehen. Sämtliche Parabeln des Mittelfeldes müssen durch die den Gelenken entsprechenden Punkte JK gehen. Die Länge JK verhält sich wie ein einfacher Träger auf zwei festen Stützen J und K .

3. Die graphische Behandlung des kontinuierlichen Trägers.

§ 25. Die elastische Linie als Seilkurve.

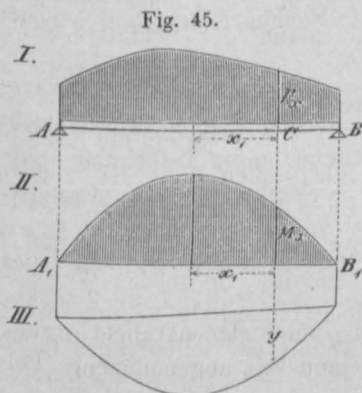
Trägt man die vertikale Belastung p_x f. d. lfd. Einheit eines stetig belasteten Trägers I (Fig. 45) für alle Punkte als Ordinate auf, so erhält man eine Belastungsfläche.

Für irgend einen Punkt C von der Abscisse x_1 wird das Moment der äußeren Kräfte $M_x = M_0 + R_0 x_1 - \int_0^{x_1} p_x (x_1 - x) dx$, wenn M_0 das Moment und R_0 die Transversalkraft für den Querschnitt $x = 0$, dem beliebigen Anfangspunkt der Zählung ist. Eine Seilkurve, welche der stetigen Belastung entspricht, liefert den Ausdruck $M_x = \eta H$, wenn H der der Konstruktion zu Grunde liegende Horizontalschub, die Poldistanz des Kräftepolygons, η der Abstand der Seilkurve von der Schlußlinie derselben ist. Die zweimalige Differentiation liefert:

$$\frac{d^2 \eta}{dx^2} = - \frac{p_x}{H},$$

d. i. die Differentialgleichung der Seilkurve als Funktion der Belastung.

Nach dem Früheren wird die Gleichung der elastischen Linie eines Balkens $\frac{d^2 y}{dx^2} = - \frac{M_x}{EJ}$, wofür man auch schreiben kann:



$$\frac{d^2 y}{dx^2} = - \left(\frac{M_x}{a^2} \right), \quad \dots \dots \dots 82.$$

wobei zu beachten ist, daß die Gröfse $\frac{M_x}{a^2}$, welche wir das dividierte Moment nennen wollen, einer Last f. d. lfd. Einheit und die Gröfse $\frac{EJ}{a^2}$ einer Kraftgröfse gleichwertig ist.

Man kann daher die elastische Linie III des belasteten Balkens I als Seilkurve eines idealen Balkens II auffassen, bei welchem die Belastungshöhen durch die dividierten Momente gegeben sind, und bei welchem zur Konstruktion dieser Seilkurve der Horizontalschub $H = \frac{EJ}{a^2}$ gemacht wird. Da die Momentenfläche immer stetig ist, muß auch die aus ihr abgeleitete elastische Linie stetig sein; doch ist sie, wenn der Träger durch Einzelkräfte belastet ist, aus Stücken von verschiedenen stetigen Kurven zusammengesetzt.

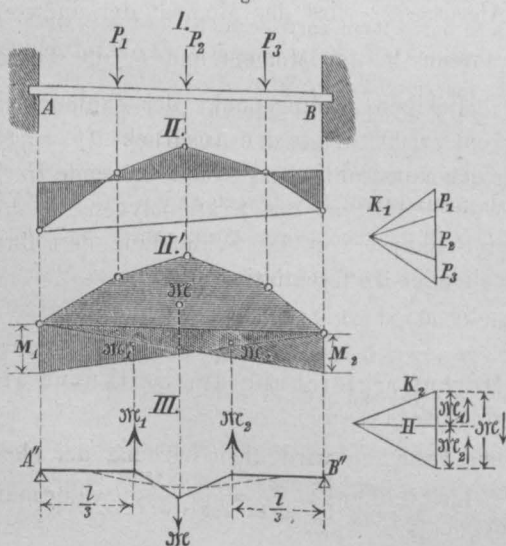
Sind die Längen der Zeichnung in $\frac{1}{n}$ Naturgröfse aufgetragen, und wählt man auf dem Kräftemaßstab gemessen $H = \frac{EJ}{na^2}$, so erhält man die Durchbiegungen in natürlicher Gröfse.

Ist der Querschnitt konstant, so bleibt a^2 konstant und kann gleich dem Quadrate der Längeneinheit gewählt werden; in diesem in dem Folgenden meist vorausgesetzten Falle sind die wirkliche und die dividierte Momentenfläche in der Darstellung identisch. Für einen variablen Querschnitt und wechselnde Elastizitätsverhältnisse setze man $H = \frac{E_0 J_0}{a_0^2}$, wenn a_0 , E_0 , J_0 mittlere konstante Werte, und hat dann $H = \frac{E_0 J_0}{a_0^2} = \frac{EJ}{a^2}$, also $a^2 = \frac{EJ}{E_0 J_0} a_0^2$, d. i. variabel, die dividierte wird eine verzerrte Momentenfläche.

Den Nullpunkten der dividierten Momentenfläche entsprechen Wendepunkte der elastischen Linie, positiven dividierten Momentenflächen entsprechen nach abwärts, negativen nach aufwärts gebogene Teile der elastischen Linie.

Für das Zeichnen der Kurve selbst ist noch zu beachten, daß, wenn Anfangs- und Endpunkte der elastischen Linie in einer Horizontalen liegen, auch die Schlusslinie

Fig. 46.

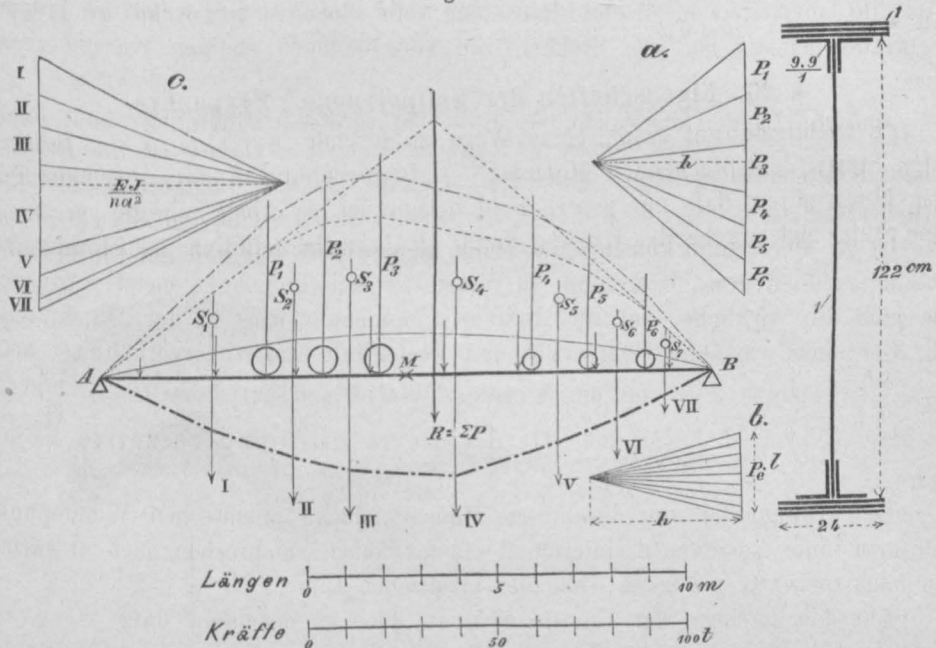


des Seilpolygons III horizontal zu legen ist, und ferner, daß, wenn der Balken an einem bzw. beiden Enden horizontal eingespannt ist, auch die Tangenten an III in dem betreffenden Endpunkt horizontal sein müssen. Die größte Durchbiegung eines Trägers ist der Vertikalabstand der Schlusslinie von einer zur letzteren parallelen Tangente an die Seilkurve.

Handelt es sich nicht um die Kenntnis der ganzen elastischen Linie III, sondern nur um die Lage der Tangenten an dieselbe an irgend zwei Auflagerpunkten A und B, so ist es gleichgiltig, in welcher Weise die Momentenfläche II innerhalb AB zum Zwecke der Konstruktion eines Seilpolygons in einzelne Flächenteile zerlegt wird, die Polygon-

seiten in A und B werden stets Tangenten an die elastische Linie bleiben. So können wir uns z. B. beim horizontal eingespannten Balken Fig. 46 die Momentenfläche II zerlegt denken in eine einfache Momentenfläche \mathfrak{M} , welche nur positive Momente aufweist und direkt die Momente gäbe, wenn AB frei aufläge, und in die Momentenflächen \mathfrak{M}_1 und \mathfrak{M}_2 , welche negativ sind und als Endordinaten die Momente M_1 und M_2 besitzen, welche an den Einspannungsstellen entstehen. Die Konstruktion des Polygons III zeigt, daß — wie aus dem zweiten Kräftepolygon hervorgeht — die Endtangenten in A'' und B'' nur dann horizontal sein können, wenn $\mathfrak{M} = \mathfrak{M}_1 + \mathfrak{M}_2$ ist, oder mit anderen Worten, daß die in II auf beiden Seiten der Schlußlinie liegenden Momentenflächen einander gleich sein müssen.

Fig. 47.



1. Beispiel. Durchbiegung einer Blechbrücke bei einer gegebenen Laststellung (Fig. 47).

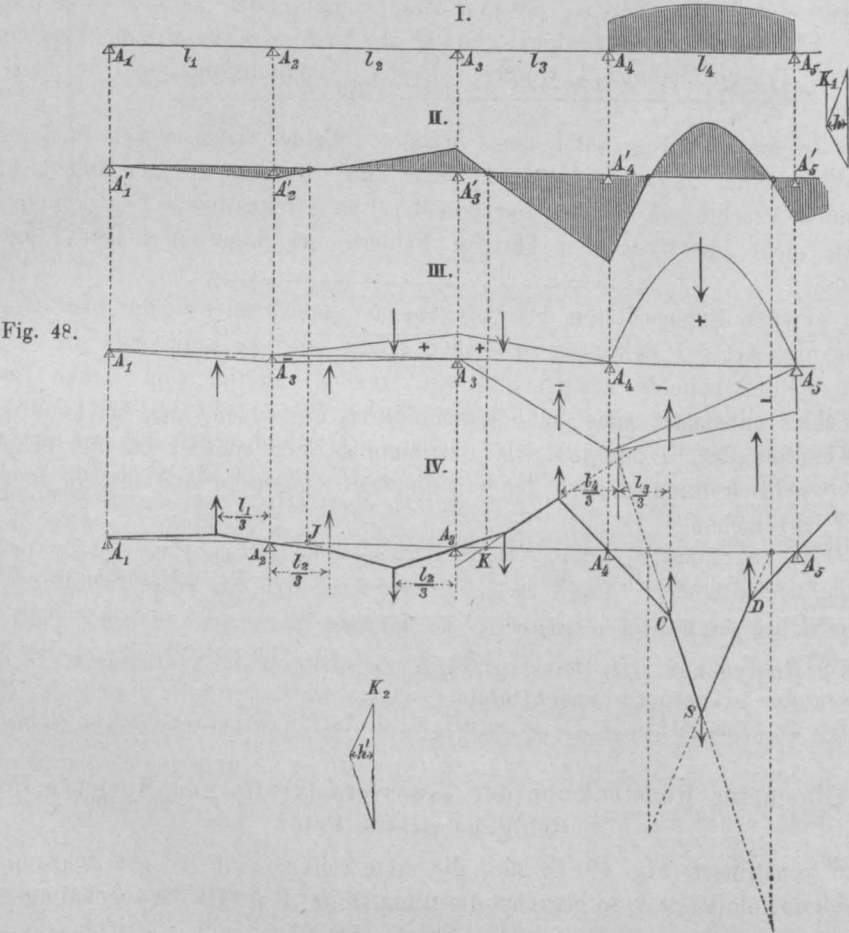
Die Brücke hat eine Spannweite von 16 m, welche durch 8 cm dargestellt sind, und nach Abzug der 2,4 cm starken Nieten ein Trägheitsmoment $J_1 = 920760 \text{ cm}^4$, der volle Querschnitt $J_2 = 1076264 \text{ cm}^4$. Wir führen einen mittleren Wert $J_m = 1030000 \text{ cm}^4$ für einen Träger bzw. $J = 2060000 \text{ cm}^4$ für die ganze Brücke ein. Das Eigengewicht beträgt $p_e = 1,3 \text{ t f. d. lfd. m}$ der Brücke, die Einzellasten haben die Größen $P_1 = P_2 = P_3 = 13 \text{ t}$, $P_4 = P_5 = P_6 = 9 \text{ t}$. In unserem Falle ist, weil 16 m Länge durch 80 mm dargestellt sind und weil infolge der getroffenen Wahl der ersten Poldistanz h die nach dem Längenmaßstabe abgegriffenen Höhen der Momentenflächen mit $h = 40 \text{ t}$ zu multiplizieren sind, der Wert eines qmm der gezeichneten Momentenfläche $\frac{16}{80} \cdot \frac{16}{80} \cdot 40 = 1,6 \text{ qmt}$. Wählt man $a^2 = 32 \text{ qm}$, so entspricht $1 \text{ qmm} \cdot \frac{1,6}{32} = 0,05 \text{ t}$. Ermittelt man die zwischen den Radvertikalen angreifenden Momentenflächenstreifen in qmm und multipliziert dieselben mit 0,05 t, so erhält man die nach dem Kräftemaßstabe aufzutragenden Lasten I, II..., z. B. für IV = $\frac{20}{2} (26 + 20) \cdot 0,05 = 23 \text{ t}$. Um die Durchbiegungen in natürlicher GröÙe zu erhalten, setze man $H = \frac{EJ}{n \cdot a^2}$ und bekommt, da $E = 20000000 \frac{\text{t}}{\text{qm}}$ und $n = 200$, den Wert $H = \frac{20000000 \cdot 0,0206}{200 \cdot 32} = 64,4 \text{ t}$.

2. Beispiel. Berechnung der Durchbiegung. Der allgemeine Satz S. 291 erleichtert die rasche Berechnung der Durchbiegung belasteter einfacher Balken. Ist z. B. Fig. 45 der Balken kon-

stanten Querschnittes gleichmäfsig mit p belastet, ist y_m die Durchbiegung in der Trägermitte, denkt man sich in der Trägermitte die Schemen II und III durchschnitten, so muß das aus der Belastungsfläche abgeleitete Moment gleich dem aus der Seilkurve zu ermittelnden $H \cdot y_m$ sein. Die dividierte Momentenfläche wird für $a^2 = 1 \frac{1}{8} p l^2 \cdot \frac{2}{3} l = \frac{1}{12} p l^3$, mithin der Stützendruck in A_1 und B_1 je $\frac{1}{24} p l^3$, mithin für die Mitte $\frac{1}{24} p l^3 \cdot \frac{l}{2} - \frac{1}{24} p l^3 \cdot c = H \cdot y_m$, wobei c der Abstand des Schwerpunktes der halben Momentenfläche von der Mitte; setzt man $c = \frac{3}{8} \cdot \frac{l}{2}$, $H = EJ$, so wird $y_m = \frac{5}{384} \frac{p l^4}{EJ} = \frac{1}{76,8} \frac{p l^4}{EJ}$. Ist der Träger ein solcher konstanten Widerstandes, so wird bei gleichbleibender Trägerhöhe das Trägheitsmoment J dem angreifenden Momente proportional. Es ist also $J_x = \alpha M_x$ und für die Trägermitte $J_0 = \alpha M_0$, also $a^2 = \frac{E \cdot \alpha M_x}{E \cdot \alpha M_0} a_0^2 = \frac{M_x}{M_0} a_0^2$, die Ordinaten der dividierten verzerrten Momentenfläche werden für $a_0 = 1$ sämtlich konstant, die verzerrte Momentenfläche wird ein Rechteck von der Höhe $\frac{1}{8} p l^2$; für dieses aber rechnet sich die Durchbiegung in der Mitte aus $\frac{1}{16} p l^3 \cdot \frac{l}{2} - \frac{1}{16} p l^3 \cdot \frac{l}{4} = EJ_0 \cdot y_m$, d. i. $y_m = \frac{1}{64} \frac{p l^4}{EJ_0}$. In praktischen Fällen liegt die Durchbiegung zwischen beiden Werten und kann rund mit $\frac{1}{70} \frac{p l^4}{EJ}$ angenommen werden, wenn J das Trägheitsmoment in der Mitte bezeichnet.

§ 26. Eigenschaften der Seilpolygone. Fixpunkte.

Die wichtigste auf graphischem Wege zu lösende Aufgabe ist die Bestimmung der den Stützen entsprechenden Momente. Gelingt es, die Auflagermomente für den Fall zu konstruieren, daß nur je ein Feld belastet ist, so erhält man die verschiedenen, für eine Stütze sich ergebenden Größen durch algebraische Addition der Einzelwerte. Ist



allgemein nur ein Feld l_i in Fig. 48 belastet, so kann man sich die Momentenfläche behufs Konstruktion eines Polygons IV aus positiven und negativen Teilen zusammengesetzt denken; konstruiert man aus diesen Flächen mit Hilfe einer zweiten Poldistanz ein Polygon, so entsprechen die durch die Auflager gehenden Seiten desselben den Tangenten der elastischen Linie an denselben; sie werden die Pfeilertangenten genannt. Alle Kräfte in III mit Ausnahme jener, welche der einfachen Momentenfläche des belasteten Feldes entspricht, greifen in Drittelpunkten der einzelnen Felder an. Die jedem mittleren Drittel entsprechenden Seilpolygonseiten nennt man die mittleren Polygonseiten.

Für das Polygon IV lassen sich nun leicht nachstehende Eigenschaften nachweisen. Bei gleicher Höhenlage aller Stützen schneidet, wie immer auch ein Feld belastet sein mag, die mittlere Seilpolygonseite jedes unbelasteten Feldes die Achse AA in einem festen Punkte, welcher dem Wendepunkte der elastischen Linie entspricht. Diese Fixpunkte liegen immer in den äusseren Dritteln der Felder. Jedes Feld besitzt zwei solcher Fixpunkte, je nachdem das belastete Feld rechts oder links liegt. Die der einen Stütze rechts und links zunächst liegenden mittleren Seiten des Polygons IV schneiden sich stets in Punkten einer bestimmten Vertikalen, der verschränkten Pfeilervertikalen. Diese steht von der nächsten Drittelvektalen des linken Feldes um ein Drittel des rechten Feldes ab und umgekehrt. — Die beiden mittleren Seiten eines belasteten Feldes gehen ebenfalls durch die Fixpunkte.

Wäre der Träger bei A_2 fest horizontal eingespannt, so fiel J in die Drittelvertikale. Der beiderseits fest eingespannte Träger kann wie das Feld eines kontinuierlichen Trägers behandelt werden, dessen Fixpunkte das Feld in drei gleiche Teile teilen.

Die beiden mittleren Seiten eines belasteten Feldes kreuzen sich in der Schwerpunktsvertikalen der einfachen Momentenfläche und schneiden auf den Stützenvertikalen dieses Feldes Strecken ab, welche nur von der Spannweite dieses Feldes und der Belastungsart, nicht aber von den übrigen Feldern des kontinuierlichen Trägers abhängig sind.

Da gewisse Eigenschaften des Polygons der unbelasteten Felder unabhängig von der Grösse und Art der Belastung des einen Feldes sind, so kann man die erste Seite des ersten Feldes beliebig wählen und so vorgehen, als ob vom linken Ende aus mehrere Felder unbelastet seien; man kommt durch Fortsetzung des Polygons dann sofort zur Kenntnis der Fixpunkte. Die Bestimmung derselben ist bei der graphischen Behandlung jedes kontinuierlichen Trägers die erste Operation und für ein Beispiel an F. 7, T. V zu ersehen.

Ist II das unter Annahme eines beliebigen Horizontalschubes H gezeichnete Seilpolygon von den Ordinaten η , so liefert die Gleichung für die Formänderungsarbeit bei Vernachlässigung der Einwirkung der Schubkräfte und für konstanten Querschnitt die Bedingung $H \int_{A_1}^{A_n} \eta^2 dx = \min$, d. h. unter allen möglichen Seilpolygonen tritt jenes auf, welches im Sinne der kleinsten Quadrate sich am innigsten der Trägerachse anschliesst.

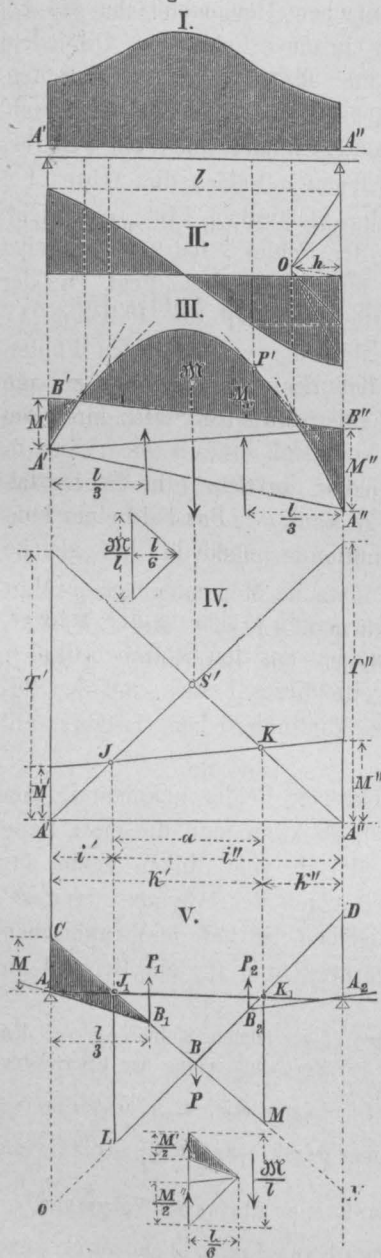
Rotiert die Fläche II um $A_1 A_n$, so entsteht ein Rotationskörper kleinsten Volumens.

§ 27. Allgemeine Konstruktion der Transversalkräfte und Momente für ein beliebig belastetes Feld.

Man konstruiert (Fig. 49, S. 296) die erste Seilkurve $A' A''$ mit Zugrundelegung einer beliebigen Poldistanz h , so begrenzt die Schlußlinie $A' A''$ III die sogenannte einfache Momentenfläche. Ihr Flächeninhalt sei \mathfrak{M} . Konstruiert man mit der Poldistanz $\frac{l}{6}$ und

der Kräftevertikalen $\frac{M}{l}$ ein Kräftedreieck, zieht durch einen Punkt der Schwerpunktsvertikalen Parallele zu den Strahlen des letztgenannten Kräftedreieckes, so repräsentieren diese die sogenannten Kreuzlinien, welche auf den Pfeilervertikalen die Abstände T' und T'' abschneiden. Zieht man ferner durch die bekannten Fixpunkte des Feldes

Fig. 49.



Vertikale und schneiden diese die Kreuzlinien in den Punkten K und J , so liefert die Verbindungslinie KJ auf den Pfeilervertikalen direkt die Normalmomente M' und M'' . Trägt man diese in Fig. 49, III von A' und A'' auf, so ergibt sich die richtige Schlußlinie.

Die Ordinaten zwischen dieser und der ersten Seilcurve geben die Momente M_x . Zieht man zur Schlußlinie $B'B''$ eine Parallele im Kräftepolygon und ebenso eine solche zur Tangente an P' im ersten Seilpolygon, so liefert diese die Transversalkraft R_x in P .

Der Beweis ergibt sich sehr einfach, wenn man sich in V das Seilpolygon für die elastische Linie unter Annahme einer Poldistanz $\frac{l}{6}$ gezeichnet denkt, wobei die drei Kräfte P , P_1 , P_2 durch die Größen

$$\frac{M}{l}, \quad \frac{1}{2} \frac{M'l}{l}, \quad \frac{1}{2} \frac{M''l}{l},$$

also bezw. $\frac{M}{l}$, $\frac{M'}{2}$ und $\frac{M''}{2}$, dargestellt erscheinen. Aus der Ähnlichkeit der in der Fig. 49, V schraffierten Dreiecke ergibt sich sofort

$$A_1 C : \frac{l}{3} = \frac{M'}{2} : \frac{l}{6}, \text{ woraus } A_1 C = M',$$

ebenso ergibt sich $A_2 D = M''$. Erwägt man nun, daß die Abstände $J_1 L$ und $K_1 M$ konstante, nur von der Belastung bezw. dem Abstände der Kreuzlinien abhängige Größen sind, denkt sich die ganze Fig. V um CD umgeklappt und läßt CD an Stelle von $A' A''$ in Fig. 49, IV treten, so leuchtet die Richtigkeit für die Konstruktion der Pfeilmomente ein; alles übrige bedarf keiner weiteren Erörterung. Aus dieser Figur kann man auch direkt die Regeln für die Berechnung der Normalmomente ableiten.

Es bedeute für ein beliebiges Feld von der Länge l M' das Normalmoment an der linken, M'' jenes an der rechten Stütze, x' und x'' die Abstände eines fraglichen Querschnittes innerhalb dieses Feldes von der linken bezw. rechten Stütze, \bar{R}_x und \bar{M}_x die Transversalkraft und das Moment in x , wenn der Träger

frei nur in den beiden Stützen aufliege, dann ist für die wirklich in x auftretende Transversalkraft

$$R_x = \bar{R}_x + \frac{M'' - M'}{l} \quad \dots \quad 83.$$

und für das Moment

$$M_x = \bar{M}_x + \frac{x'}{l} M'' + \frac{x''}{l} M' \quad \dots \quad 84.$$

Es ist bei Berechnung von kontinuierlichen Trägern meist bequem, nur stets ein Feld belastet, die anderen unbelastet anzunehmen und der Reihe nach die Normalmomente zu rechnen, welche dem bestimmten Belastungsfall oder der Senkung einer Stütze entsprechen, schliesslich die einzelnen Einwirkungen zu addieren. In diesem Falle empfiehlt es sich, die Normalmomente für ein belastetes Feld unmittelbar aus den Fixpunkten zu rechnen. Ist nur das Feld l belastet, so wird unter Annahme der für die Fixpunkte aus Fig. 49 ersichtlichen Bezeichnung:

$$M' = -\frac{i'}{l} \cdot \frac{k' T'' - k'' T'}{a}; \quad M'' = -\frac{k''}{l} \cdot \frac{i'' T' - i' T''}{a} \dots \dots \dots 85.$$

Ist das fragliche Feld unbelastet und befindet sich das belastete Feld rechts, so ist $M' = -M'' \frac{i'}{i''}$, befindet sich das belastete Feld links, so ist $M' = -M'' \frac{k'}{k''}$. Hieraus ist es möglich, in umgekehrter Reihenfolge die einzelnen Werte M zu ermitteln.

§ 28. Konstruktion der Stützenmomente eines belasteten Feldes für spezielle Belastungsfälle.

Nach dem Vorhergehenden lassen sich aus den Kreuzlinien bei bekannter Lage der Fixpunkte direkt die Stützenmomente konstruieren. Die Kreuzlinien sind durch die Abstände T' und T'' gegeben. Jeder kombinierte Belastungsfall eines Feldes kann in einfache Belastungsschemen 1, 2... zerlegt und für jedes derselben das Wertepaar $t'_1 t''_1; t'_2 t''_2 \dots$ bestimmt werden, dann ist $T' = \Sigma t'$, $T'' = \Sigma t''$. Für solche einfache Belastungsschemen lassen sich aber meist kurze Konstruktionen angeben.

1. Für eine Einzellast. ABC (Fig. 50) sei die einfache Momentenfläche. Man mache $A'C' = C'B' = AB$, ziehe $A'C$ und $B'C$, so erhält man $AF = t'$ und $BE = t''$. Die Konstruktion der Stützenmomente erhellt aus der Figur. Die Berechnung giebt:

$$t' = +G \frac{x' x'' (l + x')}{l^2}; \quad t'' = +G \frac{x' x'' (l + x'')}{l^2} \dots \dots \dots 86.$$

Fig. 50.

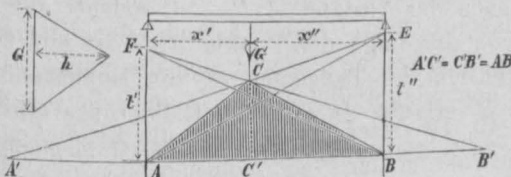


Fig. 51.

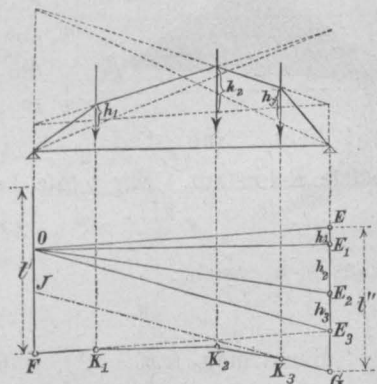
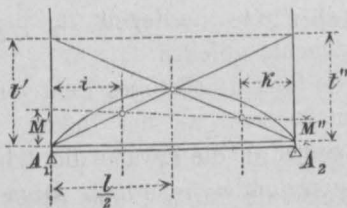


Fig. 52.

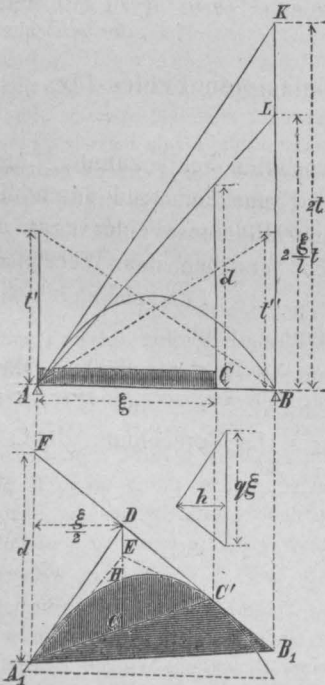


2. Für ein System von Einzellasten. Man verlängert (s. Fig. 51) je zwei aufeinander stossende Polygonseiten und legt durch den Durchschnitt derselben mit den Stützenvertikalen Gerade, diese schneiden die Höhen $h_1 h_2 \dots$ als Strecken ab. Hierauf zeichnet man ein zweites Polygon $K_1 K_2 K_3 \dots$, dessen Seiten den Strahlen des Büschels 0 parallel sind. Schneiden die letzten Seiten dieses Polygons die Pfeilervertikalen in J und E_3 , so ist $t' = JF + EE_3$ und $t'' = GE_3 + EE_3$.

3. Bei einer gleichmäßigen totalen Belastung schneiden die Geraden durch den höchsten Parabelpunkt die Werte t' und t'' auf den Pfeilervertikalen ab (s. Fig. 52, S. 297), speziell ist $t' = t'' = \frac{1}{4} q l^2$ 87.

4. Für eine partielle gleichmäßige Belastung besteht die Momentenfläche aus dem Segmente $A_1 H C'$ einer Parabel (Fig. 53), welche man wieder am leichtesten mit Hilfe einer Schablone (vergl. S. 274) zeichnet, und aus einem Dreiecke, dessen Seite $C' B_1$ tangential an die Parabel schließt. Die Parabeltangente $A_1 D$ und die Gerade $B_1 D$ schneiden sich im Abstände $\frac{\xi}{2}$ von A . Macht man $C E = \frac{2}{3} C D$, so hat das Polygon $A_1 E C' B_1$ mit der Momentenfläche gleichen Inhalt und dieselbe Schwerpunktsvertikale, es können daher für dieses Polygon die Abstände t'_ξ und t''_ξ direkt nach dem unter 2. Gesagten bestimmt werden, doch führt hier die Rechnung meist schneller zum Ziele. Setzt man für Vollbelastung $t = \frac{1}{4} q l^2$ und $\frac{\xi}{l} = v$, so ist:

Fig. 53.



t'_ξ und t''_ξ direkt nach dem unter 2. Gesagten bestimmt werden, doch führt hier die Rechnung meist schneller zum Ziele. Setzt man für Vollbelastung $t = \frac{1}{4} q l^2$ und $\frac{\xi}{l} = v$, so ist:

$$t' = v^2 (2 - v^2) t; \quad t'' = v^2 (2 - v)^2 t \quad . . \quad 88.$$

Nachstehende Tabelle zeigt einige berechnete Werte:

v	t'	t''
0,25	0,12109 t	0,19141 t
0,50	0,43750 t	0,56250 t
0,75	0,80859 t	0,87891 t
1,00	1,00000 t	1,00000 t

Reicht die Last von der rechten Stütze auf die Strecke ξ in das Feld, so sind die Werte t' und t'' entsprechend zu vertauschen.

Von besonderer Wichtigkeit erweist sich für graphische Konstruktionen der Abstand $A_1 F = d$, welcher ganz unabhängig von der Lage der Punkte $A_1 B_1$ ist und sofort die Konstruktion der Tangenten an die Momentenfläche in A_1 und B_1 erlaubt, da D in der Halbierungsvertikalen

von ξ liegt. Nun ist $d : \frac{\xi}{2} = q \xi : h$, wenn h die zur Konstruktion der Momentenfläche benutzte Poldistanz. Für totale Belastung wird

$$d = \frac{1}{2} q l^2 = 2 t, \text{ man hat daher } 2 t : \frac{l}{2} = q l : h,$$

woraus sich ergibt:

$$d = 2 \left(\frac{\xi}{l} \right)^2 t \quad 89.$$

Macht man $BK = 2 t$, wobei AK Tangente an die Parabel für totale Belastung wird, und $BL = BK \cdot \frac{\xi}{l}$, so schneidet die Vertikale durch C das Stück d ab.

§ 29. Einflußslinien. Gefährlichste Belastung.

Kontinuierliche Träger, auf welche ein System beweglicher Lasten wirkt, sind mit Rücksicht auf die ungünstigste Belastungsweise zu untersuchen. Der einfachste Vorgang erfolgt wohl bei derartigen Aufgaben mit Hilfe der Einflußslinien. Wir zeigen die Anwendung an einem Beispiele.

Für den kontinuierlichen Träger $ABCD$, s. T. IV, F. 6—10 wurden in I zunächst die Fixpunkte bestimmt und sodann für eine Last G , die in unserem Beispiel $= 2 \text{ cm}$ gemacht wurde, nach der in Fig. 50, S. 297 gezeigten graphischen Methode der Reihe nach für die Lage von G in 1, 2, 3 ... die Normalmomente konstruiert, welche Konstruktion speziell in F. 7, T. IV als Beispiel herausgehoben ist. Bei Kenntnis der Normalmomente ist es möglich, für jeden einzelnen Belastungsfall (G in 1, 2, 3 ...) die Momentenfläche zu zeichnen, wenn man bedenkt, daß bei unbelastetem Mittelfeld die Momentenlinie durch den Fixpunkt F_2' , in $C'D'$ durch D' gehen muß, bei belastetem Mittelfeld aber die Endpunkte der die Normalmomente über den Stützen $B'C'$ darstellenden Strecken $B'5$, $B'6$..., $C'5$, $C'6$ mit den Punkten A' und D' zu verbinden sind.

Trägt man die einzelnen Abstände, welche die so erhaltenen Momentenkurven in der Ordinate eines bestimmten Querschnittes, z. B. 2, abschneiden, in jenen Punkten auf, welche den Lastlagen entsprechen, so erhält man die dem Querschnitte (2) entsprechende Einflußlinie. Die speziell betrachtete Linie 2 (s. T. IV, F. 10) steigt von A bis 2 an, erreicht in diesem Punkte ihr Maximum und besitzt daselbst eine Spitze, fällt nunmehr gegen B ab, erreicht in Nähe des Punktes x' ihr negatives Maximum, geht durch C und wird nun wieder positiv. In F. 9, T. IV sind die Einflußlinien der Transversalkräfte gezeichnet. Man erhält für jeden einzelnen Querschnitt, z. B. 2, die Transversalkräfte sehr einfach aus F. 8, wenn man zu jeder Momentenlinie in 2, welche dem Belastungsfall G in 1, 2, 3 ... entspricht, eine Parallele im Kräftepolygon II' zieht; die Strecke, welche die Parallele vom Fußpunkte einer Horizontalen durch den Pol gemessen auf der Lastvertikalen abschneidet, giebt die dem Belastungsfall zukommende Transversalkraft, welche an der Lastangriffsstelle aufgetragen wird. Da (Querschnitt 2 in Betracht gezogen) in diesem Querschnitte 2 die Momentenkurve, wie F. 7 zeigt, eine Ecke besitzt, so entsprechen dieser Ecke zwei Werte der Transversalkraft, die in F. 9 als positive und negative Ordinate in 2 mit ersichtlich sind. Für alle Querschnitte eines Feldes wird die Einflußlinie der Transversalkräfte in den anderen Feldern ein und dieselbe, so ist (F. 9) z. B. für alle Querschnitte 0, 1, 2, 3, 4 die Transversalkrafts-Einflußlinie für das Mittel- und Endfeld durch die eingezeichnete kräftige Linie repräsentiert.

Die in F. 6 bis 10 eingezeichneten Gebilde sind für jeden beliebig langen kontinuierlichen Träger von drei Feldern verwendbar, für welchen das Verhältnis der drei Felder dasselbe wie in unserem Falle, nämlich 4:5:4 ist. Wir wollen zeigen, wie die entwickelten Einflußlinien zur Bestimmung der äußeren Kräfte für einen kontinuierlichen Blechträger von $8 + 10 + 8 \text{ m}$ Stützweite benutzt werden können.

Durch die gegebene Felderlänge ist nunmehr der Längenmaßstab gegeben; er wird 1 cm Zeichnung $= 2 \text{ m}$ Wirklichkeit. Hiernach sind auch die Abstände der Lasten, welche durch die in F. 13 dargestellte Lokomotive repräsentiert werden, gegeben. In F. 9 ist die ungünstigste Stellung der Lokomotive für den Querschnitt 4 eingezeichnet. Der Maßstab für die Transversalkräfte wurde so bestimmt, daß $G = 2 \text{ cm} = \frac{13}{2} \text{ t}$ gesetzt wurde. Es giebt dann beispielsweise Q_1 in F. 9 den Beitrag, welchen ein Lokomotiv-Raddruck von 13 t für die Transversalkraft in 4 eines Trägers leistet. Die Ordinaten $Q_4 Q_5$... rühren von Raddrücken gleich 9 t her, sie dürfen daher nicht einfach addiert werden, sondern sind vorher in dem Verhältnis von 9:13 zu reduzieren, was mit Hilfe eines Reduktions-Winkels geschah. — Die Stellung $Q_1' Q_2' Q_3'$ im ersten Felde (F. 9) entspricht der größten positiven Transversalkraft bei Belastung dieses Feldes für alle Querschnitte des Mittelfeldes.

In F. 15, T. IV wurde das für jeden Querschnitt erhaltene Resultat für $\max R$ aufgetragen, doch Platzmangels halber nicht die ganze Summe der in F. 9 addierten Ordinaten, sondern nur $\frac{4}{5}$ derselben, aus diesem Grunde mußte daher auch der Maßstab im selben Verhältnisse geändert werden. Alles übrige ist aus der Figur klar.

Bei Bestimmung der Momente handelt es sich zunächst wieder um Ermittlung des Maßstabes. Nach dem für unser Beispiel gegebenen Längenmaßstabe gemessen ist die Poldistanz des Kräftepolygons 2 m ; es bedeutet daher die Einheit des Kräftemaßstabes, welche oben mit $\frac{40}{13} \text{ mm} = 3,08 \text{ mm}$ bestimmt wurde, 2 mt , d. h. man hat als Einheit für den Momentenmaßstab $1 \text{ mt} = 1,54 \text{ mm}$ anzunehmen. In F. 10 ist die ungünstigste Stellung des Lastsystems für Querschnitt 2 eingetragen. Die Ordinaten $m_1 m_2 m_3$, einer Last von 18 t für beide Träger entsprechend, geben addiert das Maximalmoment für 2, soweit die Belastung des ersten Feldes in Betracht kommt. Einer Belastung des letzten Feldes entsprechen die Ordinaten $m_1' m_2' m_3'$. Würden neben den 13 t Lasten noch solche von 9 t Platz finden, so wäre die den 9 t Lasten entsprechende Ordinatensumme der m mit Hilfe des Reduktionswinkels auf $\frac{9}{13}$ ihres Wertes zu reduzieren.

In F. 14 sind die Maximalmomente für alle Querschnitte zusammengestellt. Platzmangels halber wurde aber auch hier nur $\frac{4}{5}$ der jeweilig in F. 10 erhaltenen Summe aufgetragen, weshalb auch der

Mafsstab für die Momente im Verhältnisse 4:5 zu reduzieren war. Die parabelähnliche gestrichelte Kurve K in F. 14 entspricht der Belastung des ersten, die gerade L der Belastung des letzten Feldes. Die Gerade der negativen Momentenfläche des ersten Feldes in F. 14 entwickelt sich bei belastetem Mittelfelde. Der krumme Ansatz an diese Gerade unterhalb B im ersten Felde rührt von der Belastung des ersten Feldes für solche Punkte her, welche innerhalb des Fixpunktes dieses Feldes und der Stütze liegen. $3\frac{1}{2}$ repräsentiert einen solchen Punkt. In ähnlicher Weise erklärt sich das Schema im Mittelfelde.

§ 30. Graphische Ermittlung der Transversalkräfte und der Momente für stetige bewegte Lasten.

In F. 7, T. V haben wir an einem Träger $ABCD$ mit drei Feldern von den Längen l_1, l_2, l_3 zunächst die aus § 26 bekannte Konstruktion der Fixpunkte durchgeführt. Hieran schließt sich die Ermittlung der Normalmomente für verschiedene Belastungsfälle (s. F. 8).

Im Felde AB stellt die eingezeichnete Parabel zunächst jene Momentenkurve dar, welche entstände, wenn AB an den Enden frei aufläge und der Träger total belastet wäre. Die Kurve selbst zeichnet sich am einfachsten mit Hilfe einer beliebigen Parabel-Schablone, durch deren Annahme jedoch der Mafsstab für die Momente bereits bestimmt ist. Verbindet man den Scheitel der Parabel mit A und B , so schneiden die Geraden auf den Stützenvertikalen den Abstand T_4 ab, welcher einer totalen Belastung des ersten Feldes entspricht. Kennt man T_4 , so ist es leicht, durch Konstruktion oder Berechnung die Werte T_3, T_2, T_1 zu erhalten, welche der linksseitigen Belastung von $\frac{1}{4}, \frac{2}{4}, \frac{3}{4}$ des Trägers AB entsprechen. Die Verbindungslinien der Endpunkte dieser von A aus aufgetragenen Strecken T schneiden auf der Vertikalen durch den Fixpunkt F'_1 Stücke ab, deren Endpunkte mit A verbunden die Normalmomente B_1, B_2, B_3, B_4 in B geben, welche der linksseitigen Belastung von $\frac{1}{4}, \frac{2}{4}, \frac{3}{4}, \frac{4}{4}$ von AB entsprechen.

In analoger Weise erhält man in F. 8 die Normalmomente B_5, B_6, B_7, B_8 in B , sowie die Momente C_5, C_6, C_7, C_8 in C , welche der linksseitigen Belastung von $\frac{1}{4}, \frac{2}{4}, \frac{3}{4}, \frac{4}{4}$ von BC entsprechen.

Man schreitet nunmehr zur Konstruktion der negativen Maximalmomente; dieselbe ist in F. 10, T. V versinnlicht. Für alle Punkte zwischen A und F'_1 ist hierbei nur das Mittelfeld belastet anzunehmen (Belastungsschema I). Die Momente in AB werden durch eine Gerade dargestellt; diese schneidet von A ausgehend auf der Vertikalen B ein Stück BO'' ab, welches dem Normalmomente (B_8 in F. 8) bei totaler Belastung des Mittelfeldes entspricht.

Ist ein Viertel des Feldes AB von der zufälligen Last bedeckt, so ist diese Laststellung die ungünstigste für einen Punkt, in welchem das Moment $= 0$ wird, wenn in 1 (F. 9) eine Einzellast liegt. Diesen Punkt, welcher zwischen F'_1 und B liegt und den man leicht mit Hilfe einer Einzellast in 1 konstruieren könnte, brauchen wir jedoch zunächst nicht zu kennen, da sich die Kurve, welche die Maximalmomente ($-M$) zwischen F'_1 und B darstellt, direkt als Umhüllte ihrer Tangenten ermitteln läßt. Als Tangenten treten die Geraden der Momentenfläche für partielle Belastung auf, welche dem nicht belasteten Teile des Feldes entsprechen. Kennt man die Normalmomente, welche dem zu betrachtenden Schema angehören, so hat man in unserem Falle nur vom Endpunkte des linksseitigen Normalmomentes (in AB stets 0, also von A aus) den Abstand d_1 aufzutragen (s. S. 298, Fig. 53) und den so erhaltenen Punkt $1'''$ mit dem Endpunkte des rechtsseitigen Normalmomentes $1''$ zu verbinden. $1''$ wird speziell erhalten, indem man das Normalmoment, welches in B entsteht, wenn A 1 (Belastungs-

schema II) mit der Last bedeckt ist, vom Punkte O'' (in F. 10) aus aufträgt. Das benötigte Moment wird aus F. 8 entnommen.

Die zu dieser Konstruktion dienenden Werte d sind in F. 10 wie folgt ermittelt (schwarze Linien). Es wurde $A d_4 = 2 T_4$ gemacht und diese Strecke in vier gleiche Teile geteilt, die Teilpunkte mit B verbunden. Die so erhaltenen Strahlen schneiden in den Vertikalen durch A , $1'$, $2'$, $3'$ Strecken ab, welche den Werten d_4 , d_3 , d_2 , d_1 entsprechen. d_3 ist speziell hervorgehoben. In analoger Weise wie die Tangente $1''' 1''$ findet man die Tangenten $2''' 2''$, $3''' 3''$, $4''' 4''$.

Im Mittelfelde BC wurde ebenfalls zunächst (F. 10) die Kurve der negativen Maximalmomente zwischen F'_2 und C als Umhüllte ihrer Tangenten 00 , $5''' 5''$, $6''' 6''$ u. s. w. konstruiert. $B0$ und $C0$ entsprechen den Normalmomenten in B und C für Belastungsschema VI; die weiteren Tangenten $5''' 5''$ u. s. w. den Schemen VII, VIII, IX, X. Um die Punkte $6'''$ u. s. w. zu finden, hat man von O aus auf der Stützenvertikalen von B den Wert $d_6 - M_6$ aufzutragen, wobei die Werte d im Felde BC ebenso wie in AB konstruiert wurden. Die Punkte $5'' 6''$ auf der Vertikalen C liegen in Abständen von O , welche den Normalmomenten in C entsprechen, wenn $\frac{1}{4}$, $\frac{2}{4}$ u. s. w. des Feldes BC belastet sind.

Auf die Konstruktion dieser Kurve als Umhüllte folgte die Konstruktion für die übrigen Punkte, für welche sich die Kurve der $\max(-M)$ aus der Symmetrie ergeben.

Die Kurven für $\max(+M)$ kann man sofort erhalten, wenn man die Werte für $\max(-M)$ algebraisch von den Ordinaten für totale gleichmäßige Belastung subtrahiert. Die Kurven für totale gleichmäßige Belastung lassen sich mit Hilfe der Parabel-Schablone sofort zeichnen, wenn man berücksichtigt, daß sie auf den Stützenvertikalen Abschnitte erzeugen, welche der Summe der Normalmomente bei Belastung aller Felder entsprechen.

Die Konstruktion der Transversalkräfte gestaltet sich äußerst einfach, wenn man bedenkt, daß die unter F. 9 gegebenen Belastungsschemen den ungünstigsten Belastungsweisen hinsichtlich der Werte $\max(-R)$ für die Punkte 0 , 1 , 2 , 3 , 4 (dicht links), 4 (dicht rechts), 5 , 6 , 7 , 8 entsprechen. Trägt man von den Fußpunkten der Vertikalen 0 , 1 , $2 \dots$ in F. 11 die Poldistanz a auf und zieht durch die Endpunkte Parallele zu den Tangenten $00''$, $1''' 1''$, $2''' 2'' \dots$ in F. 10, so schneiden diese direkt die Werte $\max(-R)$ ab. Die Werte $\max(+R)$ erhält man wieder durch algebraische Subtraktion von den Ordinaten, welche einer totalen gleichmäßigen Belastung aller Felder entsprechen und in F. 11 durch rote zueinander parallele Gerade dargestellt werden.

Die Figuren 12–14, T. V zeigen die Ermittlung der Transversalkräfte und Momente für totale gleichmäßige Belastung, wie sie u. a. der Einwirkung des Eigengewichtes entsprechen. Die Konstruktion erklärt sich aus dem Vorhergehenden. Unter Benutzung von Parabel-Schablonen ist die ganze Darstellung in wenig Minuten gemacht und so recht angethan, die außerordentliche Einfachheit der graphischen Methoden darzulegen.

Hat man eine durch Zahlen gegebene bestimmte Belastung q im Auge, so erfordert die Ermittlung der speziellen Maßstäbe, welche ein direktes Ablesen der Transversalkräfte und Momente in Tonnen und Metertonnen gestattet, noch einige Erwägungen, welche sich aus nachstehendem Beispiele ergeben. Das gezeichnete Schema auf T. V ist für alle Träger benutzbar, für welche $\frac{l}{l_1} = \frac{5}{4}$ ist. Die beliebig angenommene Schablone für die Parabel und die gewählte Poldistanz a ist direkt brauchbar. Wäre nun z. B. $l_1 = 40$ m und mithin $l = 50$ m, so hat man, da in der Zeichnung $AB = 40$ mm

ist, die Einheit des Längenmaßstabes = 1 mm zu wählen, d. h. es bedeutet 1 mm in der Zeichnung = 1 m.

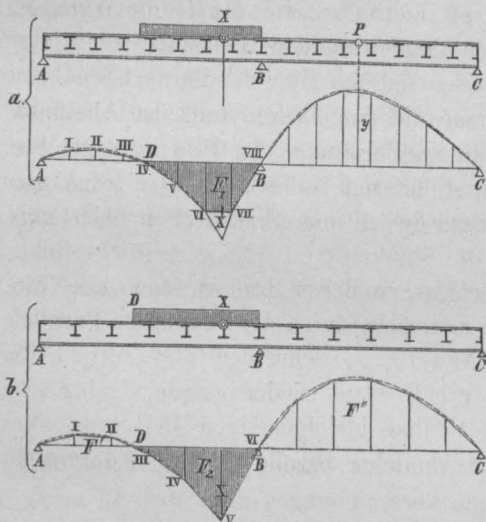
Wäre q für die Momente = 2,3 t f. d. lfd. m eines Trägers, so wird $\frac{1}{8} q l^2 = 718,75$ mt und da in unserem Falle die Strecke $\frac{1}{8} q l^2$ durch eine Länge von 19 mm dargestellt wird, so bedeutet 1 mm Zeichnung als Momenten-Ordinate abgelesen $\frac{718,75}{19} = 37,8$ mt oder man hat einen Maßstab zu konstruieren, auf dem die Einheit, eine Meter-tonne repräsentierend, durch $\frac{19}{718,75} = 0,0264$ mm dargestellt erscheint.

Wäre q für die Transversalkräfte = 2,5 t f. d. lfd. m eines Trägers, so ist $ql = 2,5 \times 50 = 125$ t. In unserem Beispiele wird diese GröÙe durch eine Strecke von 23 mm dargestellt, es bedeutet daher 1 mm Zeichnung als Transversalkrafts-Ordinate abgelesen $\frac{125}{23} = 5,4$ t oder man hat einen Maßstab zu konstruieren, auf welchem die Einheit, eine Tonne repräsentierend, durch $\frac{23}{125} = 0,184$ mm sich ausdrückt und mittels dessen die Transversalkräfte in F. 11, T. V direkt in Tonnen abgelesen werden können.

§ 31. Einfluss der Querträger auf kontinuierliche Balken.

Sind Querträger vorhanden, so geht die im Paragraph 29 erörterte Einflusskurve eines bestimmten Punktes X in ein Polygon über, dessen Eckpunkte in die Kurve fallen. Der Einfluss einer gleichförmigen teilweisen Belastung erscheint durch

Fig. 54.



die Fläche zwischen den entsprechenden Endordinaten, der Abscissenachse und der Kurve bzw. dem Polygon gegeben, z. B. der Einfluss der von D nach B (Fig. 54) reichenden Last durch die Fläche F_1 bzw. F_2 . Man ersieht aus der Figur, dass im allgemeinen, im Falle X mit einem Querträger zusammenfällt (Anordnung b), das grösste negative Moment, welches durch die Belastung der Strecke DB hervorgerufen wird, stets etwas gröÙer wird, als es ohne Rücksicht auf die Querträger werden würde, während das grösste positive, welches durch die Flächen F' F'' gegeben erscheint, stets etwas kleiner ausfällt, da im ersten Falle dem Polygone, im zweiten aber der Kurve die gröÙere Fläche entspricht. Man sieht, dass der Einfluss der

Querträger im allgemeinen kein gröÙer ist, insbesondere, wenn zahlreiche Querträger vorhanden sind. Liegt X zwischen zwei Querträgern, so gilt hinsichtlich der positiven Momente dasselbe wie oben; bei den negativen kommt in Betracht, dass hier die Spitze bei X wegfällt, wodurch das Moment in der Regel trotz des umgeschriebenen Polygons kleiner wird. Weitere Untersuchungen lassen sich leicht mit Hilfe dieser Kurven in jedem speziellen Falle durchführen. Dass auch die Transversalkräfte in ähnlicher Weise ermittelt werden können, ist klar.

Den in Rede stehenden Einfluss untersuchte R. Krohn in einer längeren analytischen Abhandlung¹³⁾ und kommt zunächst hinsichtlich des Eigengewichtes zu dem Resultate, dass die Transversalkraft zwischen je zwei Knotenpunkten konstant bleibt

¹³⁾ Allg. Bauz. 1879, S. 39.

und näherungsweise mit der in der Mitte des betreffenden Feldes ohne Berücksichtigung der Querträger sich ergebenden Transversalkraft übereinstimmt, daß ferner die Momentenkurve zwischen je zwei Knotenpunkten geradlinig bleibt und an den Knotenpunkten selbst näherungsweise mit den ohne Berücksichtigung der Querträger an diesen Stellen sich ergebenden Momenten übereinstimmt. Hinsichtlich der mobilen Last findet jener Verfasser, daß die Momentenkurve der positiven Momente an den Knotenpunkten ebenfalls näherungsweise mit der ohne Rücksichtnahme auf die Querträger gezeichneten Kurve zusammenfällt, daß zwischen je zwei Knotenpunkten aber die Ordinaten der letzteren um die Ordinaten einer Parabel zu vermindern seien, hingegen die negativen Maximalmomente direkt ohne Rücksichtnahme auf die Querträger bestimmt werden können. — In einem berechneten Beispiele betragen die Abweichungen bei Berücksichtigung der Querträger höchstens 1,3 %.

4. Rechnerische Behandlung des kontinuierlichen Trägers.

§ 32. Methode der Stützendrücke.

Ein kontinuierlicher Träger ruhe auf den festen Endstützen A_0, A_n , auf den Zwischenstützen A_1, A_2, \dots, A_{n-1} und sei irgendwie belastet; die Zwischenstützen sollen die Senkungen s_1, s_2, \dots u. s. w. erfahren.

1. Man denke die Zwischenstützen hinweg und bestimme die Durchbiegungen a_1, a_2, \dots, a_{n-1} des nunmehr verbleibenden einfachen Trägers an den Stellen A_1, A_2, \dots, A_{n-1} der Zwischenstützen.

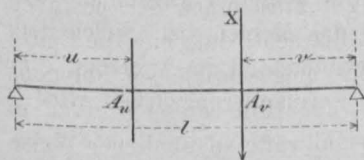
2. Man bringe der Reihe nach die nach aufwärts gerichteten, zunächst beliebigen Kräfte X_1 in A_1, X_2 in A_2, X_3 in A_3 u. s. w. an und bestimme die Hebungen, welche jede von ihnen für sich am einfachen Träger A_0, A_n erzeugt; es möge hierbei allgemein α_{uv} die Hebung sein, welche in A_u entsteht, wenn in A_v die Einzellast 1 nach aufwärts wirkt.

3. Die Bedingung, daß die endgültigen Senkungen der Stützen A_1, A_2 u. s. w. die Werte s_1, s_2 u. s. w. betragen müssen, liefert die Gleichungen

$$\left. \begin{aligned} s_1 &= a_1 - \alpha_{11} X_1 - \alpha_{12} X_2 - \alpha_{13} X_3 \dots \\ s_2 &= a_2 - \alpha_{21} X_1 - \alpha_{22} X_2 - \alpha_{23} X_3 \dots \\ &\dots \dots \dots \end{aligned} \right\} n-1 \text{ Gleichungen,}$$

woraus die Stützendrücke X_1, X_2, \dots, X_{n-1} u. s. w. ermittelt werden können, denn nach dem allgemein bewiesenen Gesetze der gegenseitigen Verschiebungen muß stets $\alpha_{12} = \alpha_{21}$, $\alpha_{uv} = \alpha_{vu}$ sein u. s. w. Die Größen α sind von der Belastung unabhängig.

Fig. 55.



Für die Berechnung der Durchbiegungen bei Einzellasten kann die auf S. 217 bereits gegebene Formel benutzt werden, welche wir nochmals anführen.

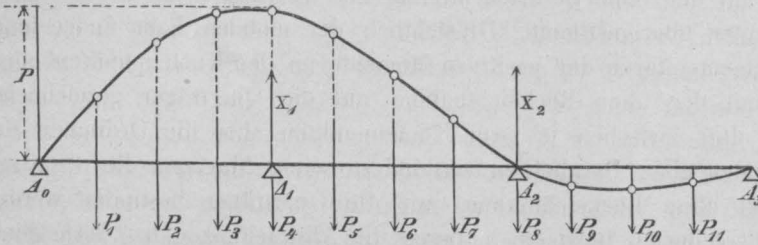
Es ist (Fig. 55) die Durchbiegung δ in A_u für eine Einzellast X in A_v und umgekehrt

$$\delta = \frac{uv}{6EJl} (l^2 - u^2 - v^2) X \dots 90.$$

Beispiel. Gegeben ein kontinuierlicher Träger auf zwei Mittelstützen, gleichlange Felder. Wir teilen (Fig. 55 a) die ganze Länge in 12 Teile und rechnen die einzelnen Werte der Durchbiegungen a_1 und a_2 in A_1 und A_2 , wenn eine Einzellast in $\frac{1}{12}l, \frac{2}{12}l$ u. s. w. liegt, immer unter Anwendung der Formel 90. Wir ermitteln z. B. $a_{1(1)}$ für eine Einzellast in P_1 in $\frac{1}{12}l$, indem wir $u = \frac{1}{12}l, v = \frac{8}{12}l$ setzen und erhalten

$$a_{1(1)} = \frac{1}{6} \frac{l^4}{EJ} \cdot \frac{1.8}{12 \cdot 12} \left(\frac{12^2}{12^2} - \frac{1^2}{12^2} - \frac{8^2}{12^2} \right) P_1 = \frac{158 \cdot l^4}{6 \cdot 36 \cdot 144 EJ} P_1.$$

Fig. 55 a.



$$a_1 = 158 P_1 + 304 P_2 + 426 P_3 + 512 P_4 + 550 P_5 + 552 P_6 = 512 X_1 + 448 X_2 \dots \dots b.$$

$$a_2 = 127 P_1 + 248 P_2 + 357 P_3 + 448 P_4 + 515 P_5 + 552 P_6 = 448 X_1 + 512 X_2 \dots \dots a.$$

Die Auflösung dieser Gleichungen giebt:

$$X_1 = 0,391 P_1 + 0,725 P_2 + 0,947 P_3 + P_4 + 0,828 P_5 + 0,575 P_6$$

$$X_2 = -0,094 P_1 - 0,150 P_2 - 0,133 P_3 + 0 \cdot P_4 + 0,281 P_5 + 0,575 P_6.$$

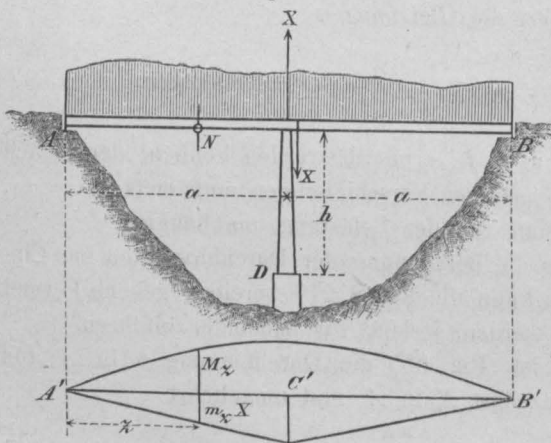
Die Koeffizienten von P sind die Ordinaten der Einflußlinien für den Stützendruck in A_1 und A_2 für Lastlagen bis zur Trägermitte, der weitere Verlauf der Linien ergibt sich aus der Symmetrie.

Mit Hilfe dieser Einflußlinien ist man imstande, die Stützendrücke für jede beliebige Belastung und damit die äußeren Kräfte zu ermitteln.

In manchen Fällen empfiehlt es sich, die Stützenreaktionen als Unbekannte einzuführen und die Bedingungsgleichungen aus dem Satze, daß die Formänderungsarbeit ein Minimum werden muß, zu rechnen. Wir geben in nachstehendem zunächst ein kleines Beispiel, dann einen Auszug aus den eingehenden und langwierigen Rechnungen, zu welchen ein kontinuierlicher Träger in Verbindung mit nachgebenden Stützen, welche durch ein Hängewerk erzielt werden, Veranlassung giebt.

Beispiel 1. Ein kontinuierlicher Träger werde in der Mitte durch einen elastischen Turmpfeiler unterstützt.

Fig. 56.



Das mittlere Trägheitsmoment des Trägers AB von der Länge $2a$ sei J , der mittlere Querschnitt des Turmpfeilers von der Höhe h sei F' , dann ist das Moment in irgend einem Punkte N gegeben durch $M_z = \mathfrak{M}_z - m_z X$, wenn X den Auflagerwiderstand in C , ferner \mathfrak{M}_z das Moment bezeichnet, welches in N entstehen würde, falls AB in A und B frei aufliegen würde, und wenn $-m_z X$ das Moment ist, welches der Auflagerwiderstand in N erzeugt. Die gesamte Formänderungsarbeit wird:

$$\mathfrak{A} = \int_A^B \frac{(\mathfrak{M}_z - m_z X)^2 dz}{2 EJ} + \frac{X^2 h}{2 E' F'}.$$

Die Bedingung $\frac{d\mathfrak{A}}{dX} = 0$ liefert nach einigen Umformungen und wenn man $\frac{h}{E' F'} = \xi$ setzt, die Gleichung

$$X \left[\int_A^B \frac{m_z^2 dz}{EJ} + \xi \right] = \int_A^B \frac{m_z \mathfrak{M}_z}{EJ} dz.$$

Da ferner

$$\int_A^B \frac{m_z^2 dz}{EJ} = 2 \int_A^C \frac{z^2 dz}{4 EJ} = \frac{a^3}{6 EJ}, \text{ und da } \int_A^B \frac{m_z \mathfrak{M}_z}{EJ} dz : \int_A^B \frac{m_z^2 dz}{EJ} = U$$

den Wert bezeichnet, welchen X annehmen würde, wenn $F' = \infty$, $\xi = 0$, wenn mit anderen Worten die Stütze C vollständig unnachgiebig wäre, so ist:

$$X = \frac{U}{1 + \xi \cdot \frac{6 EJ}{a^3}} \dots \dots \dots 91.$$

Man sieht daraus, daß X mit ξ sich ändert; nimmt der Querschnitt ab, also ξ zu, so wird X kleiner, bis endlich für einen Querschnitt 0 auch $X = 0$. Die Inanspruchnahme von CD hingegen verhält sich gerade umgekehrt; eine unendlich dünne Thonröhre CD würde unter allen Umständen auf Druck beansprucht werden, da sie sich unter der Wirkung der auf AB liegenden Last um so viel verkürzen müßte, als die Durchbiegung von AB beträgt, falls AB frei aufliegt. Man vergleiche S. 239.

Beispiel 2. Ist eine Stütze nachgebend, wie dies beim sogenannten armierten Balken der Fall ist, so kann ebenfalls die Methode der Einflußlinien mit Erfolg angewendet und die Stützenreaktion mit Hilfe des Satzes vom Minimum der Formänderungsarbeit bestimmt werden.

Es bedeute für den Balken AB (Fig. 57, S. 306) allgemein:

- $2a$ die Länge des Balkens AB ,
- F seine konstant gedachte Querschnittsfläche,
- J das Trägheitsmoment,
- E den Elasticitätsmodul des Materiales;

im Falle AB ein Holzbalken ist, speziell:

- b die Breite des Balkenquerschnittes,
- h die Höhe des Balkenquerschnittes,
- $n = \frac{h}{2a}$;

für die Schliefsen (Zugstangen) AD und DB :

- α den Winkel CAD ,
- F_1 die Querschnittsfläche,
- E_1 den Elasticitätsmodul des Materials;

für die Strebe CD :

- F_2 die Querschnittsfläche,
- E_2 den Elasticitätsmodul.

Ferner sei \mathfrak{M} das Moment, welches eine beliebige Belastung des Balkens erzeugen würde, wenn derselbe in den Punkten A und B frei aufläge, und X die unbekannte Spannung in der Schließe.

Die Wirkung der Armierung auf den Balken läßt sich durch die Kräfte $-X \sin \alpha$, $2X \sin \alpha$, $-X \sin \alpha$ ersetzen, welche in den Punkten A , C und B angreifen, und durch eine Axialkraft $X \cos \alpha$. Es ist mithin die Abgeleitete der Formänderungsarbeit innerhalb AC :

$$-\frac{1}{EJ} \int_0^a (\mathfrak{M} - z X \sin \alpha) z \sin \alpha dz + \frac{1}{EF} \int_0^a X \cos^2 \alpha dz,$$

innerhalb CB :

$$-\frac{1}{EJ} \int_a^{2a} \{\mathfrak{M} - (2a - z) X \sin \alpha\} (2a - z) \sin \alpha dz + \frac{1}{EF} \int_a^{2a} X \cos^2 \alpha dz,$$

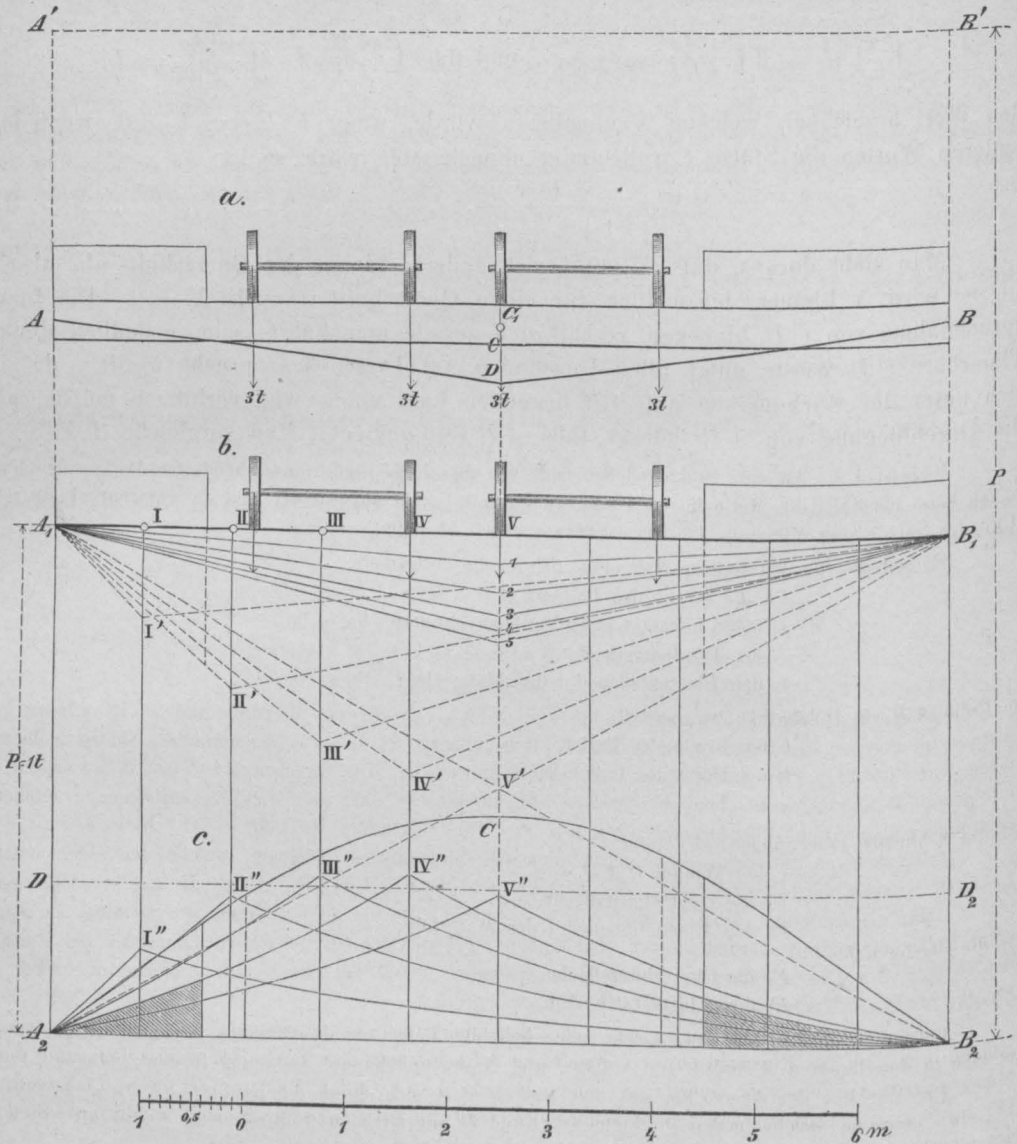
ebenso leicht findet sich die Abgeleitete der Formänderungsarbeit

$$\text{der Schliefsen } \frac{2 X a}{\cos \alpha E_1 F_1} \text{ und der Strebe } \frac{4 X \sin^2 \alpha \tan \alpha a}{E_2 F_2}.$$

Setzt man die Summe der Abgeleiteten $= 0$, so berechnet sich hieraus leicht der Wert $2 X \sin \alpha$, das ist die Reaktion des Unterstützungspunktes C am Balken bezw. die Spannung Y in der Strebe mit

$$Y = 2 X \sin \alpha = \frac{\frac{6}{a^2} \int_0^{2a} \mathfrak{M} dz + \frac{3}{a^3} \int_0^a \mathfrak{M} z dz - \frac{3}{a^3} \int_a^{2a} \mathfrak{M} z dz}{1 + \nu} = \frac{Z}{1 + \nu} \dots \dots \dots \alpha.$$

Fig. 57.



wobei
$$\nu = \frac{\cos^2 \alpha}{\sin^2 \alpha} \frac{3 J}{a^2 F'} + \frac{1}{\sin^2 \alpha \cos \alpha} \frac{3 E J}{a^2 E_1 F_1} + \tan \alpha \frac{6 E J}{a^2 E_2 F_2} \dots 92.$$

Für einen Holzbalken wird ν einfacher:

$$\nu = n^2 \cot \alpha^2 \left(1 + \sec^3 \alpha \frac{F E}{F_1 E_1} + 2 \tan^3 \alpha \frac{F E}{F_2 E_2} \right).$$

Für eine Einzellast P im Abstände x von A innerhalb AC berechnet sich:

$$Y = \frac{\frac{x(3a^2 - x^2)}{2a^3}}{1 + \nu} P \dots 93.$$

und für eine gleichförmig verteilte Last q

$$Y_q = \frac{\frac{5}{4} q a}{1 + \nu} \dots 94.$$

Für das Moment M_0 über der Mittelstütze C , welches ausschließlich durch die Armierung erzeugt wird, berechnet sich

$$M_0 = - \frac{Y a}{2} = \frac{x(3a^2 - x^2)}{4a^3(1 + \nu)} P.$$

Hieraus ergibt sich einfach für

$x = 0,1$	0,2	0,3	0,4	0,5	$\cdot 2 a$
$M_0 = 0,074$	0,142	0,198	0,236	0,250	$\cdot \frac{-P}{1+\nu} \cdot 2 a.$

Die Berechnung selbst erfolgt nun für bestimmte Belastungen direkt aus Formel α , S. 305 oder bei näherer Untersuchung mit Hilfe der Methode der Einflußlinien. Bei schwieriger zu behandelnden Belastungen wird man davon Gebrauch machen, daß in Formel α das erste Integral die einfache Momentenfläche, das zweite und dritte das statische Moment dieser Fläche in Bezug auf eine vertikale Achse durch A darstellen.

Anwendung. Die Kettenbrücke über die Elbe in Tetschen weist mit Eisen armierte hölzerne Querträger von 1,64 m Abstand auf, für welche gesetzt werden kann:

$$2 a = 887 \text{ cm}; \quad F = 40 \cdot 40 = 1600 \text{ qcm}; \quad n = \frac{40}{887} = 0,0452;$$

$$\tan \alpha = \frac{60}{\frac{1}{2} 887} = 0,135; \quad E = 120000 \text{ at (also kg f. d. qcm)}.$$

Die Schliefsen aus Eisen $F_1 = 2 \cdot 4 \cdot 1 = 8 \text{ qcm}$; $E_1 = 2000000 \text{ at}$. Daraus berechnet sich

$$\nu = 0,0452^2 \cdot 7,392^2 \left(1 + 1,009^2 \cdot \frac{1600 \cdot 120000}{8 \cdot 2000000} \right) = 1,49,$$

wenn man die Zusammendrückung der sehr kräftigen kurzen Streben (in unserem Falle ein Längsholzbalken) vernachlässigt.

Damit findet sich für eine wandernde Einzellast P bei

$x = 0,1$	0,2	0,3	0,4	$0,5 \cdot 2 a$
$M_0 = 0,030$	0,057	0,080	0,095	$0,100 \cdot -2 a P$
$X = 0,444$	0,852	1,189	1,414	$1,498 \cdot P$
$X \cos \alpha = 0,440$	0,844	1,176	1,402	$1,483 \cdot P.$

Wählt man (Fig. 57 b) für P die bezeichnete vertikale Strecke als Maß und $2 a = A B$ als Pol-distanz, so ergeben die Dreiecke $A_1 I' B_1$, $A_1 II' B_1$, $A_1 III' B_1$ u. s. w. die einfachen Momentenflächen, wenn eine Einzellast P in den Punkten I, II, III u. s. w. liegt. Die Strecken $V_1, V_2, V_3 \dots$ stellen die infolge der Armierung auftretenden negativen Stützenmomente dar; die wirklich auftretenden Momente entsprechen daher den Differenzen der Flächen $A_1 I' B_1 - A_1 I B_1$; $A_1 II' B_1 - A_1 II B_1$ u. s. w.

Hiernach ist es leicht, die Einflußlinien der Momente zu zeichnen, welche den Querschnitten I, II, III entsprechen; sie sind in Fig. 57 c als Kurven $A_2 I'' B_2$, $A_2 II'' B_2$, $A_2 III'' B_2$ u. s. w. aufgetragen.

Man sieht hieraus, daß die Momente in unserem Falle für keinen dieser Querschnitte bei irgend einer Belastung negativ werden können und daß das größte Moment für die vorkommende Belastung in der Gegend des Querschnittes IV auftreten wird, wobei jedoch für die Darstellung dieser Kurven die Strecke $A_2 D = P$ gewählt wurde.

Wir wollen nun annehmen, daß auf einen Querträger Raddrucke von $P t$ übertragen werden können, und daß das Eigengewicht pro Querträger 3,2 t betrage, daß ferner bei totaler Belastung durch Menschengedränge die vom Querträger aufzunehmende Last 0,460 t $\cdot 8,87 \text{ m} \cdot 1,64 \text{ m} = 6,7 \text{ t}$ betrage. IV wurde als ungünstigster Querschnitt angenommen und die auf ihn bezugnehmende ungünstigste Stellung der Querträgerbelastung eingezeichnet.

In vorliegendem Falle würde in Fig. 57 b die Fläche $A_1 V' B_1$ die Größe des Momentes für Querschnitt V bei totaler Belastung darstellen, also Fläche $A_1 V' B_1 = \frac{1}{8} Q \cdot 2 a$, d. i. für die Eigenlast gleich $\frac{1}{8} 3,2 \cdot 8,87 = 3,54 \text{ mt}$. — Da in der Zeichnung Fläche $A_1 V' B_1 = \frac{1}{2} \cdot 3,33 \cdot 11,8 = 19,7 \text{ qcm}$ ist, so bedeutet für das Eigengewicht ein qcm der Einflußfläche $\frac{3,54}{19,7} = 0,18 \text{ mt}$. Da nun Fläche $A_2 V'' B_2 = 10,93 \text{ qcm}$ ist, so wird das Moment des Eigengewichtes im Querschnitte IV $= 10,93 \times 0,18 = 1,97 \text{ mt}$. Für Menschengedränge fände man analog Fläche $A_1 V' B_1 = \frac{1}{8} \cdot 6,7 \cdot 8,87 \text{ m}$ oder für den Wert eines qcm der Einflußfläche 0,38 mt.

Da die beiden schraffierten Flächen in Fig. 57 c zusammen 1,78 qcm betragen, so ist das Moment, welches die Menschenbelastung erzeugt, 0,68 mt.

Das Moment der Einzellast ergibt sich aus der Summe der in Fläche $A_2 IV'' B_2$ den Lastangriffspunkten entsprechenden Ordinaten, die Summe dieser Ordinaten beträgt 5,73 cm oder in Teilen von $B_2 B_1 = 13,33 \text{ cm}$ mithin 0,425; es ist also das Moment $0,425 P \cdot 2 a = M = 3,77 P t$.

Die Axialkraft berechnet sich wie folgt: Würde Fläche $A_2 D B_2 = F$ die totale Belastung Q darstellen, so wäre Fläche $A_2 C B_2 = F_1$ die Axialkraft $X \cos \alpha$; es ist daher:

$$X \cos \alpha = \frac{F_1}{F} \cdot Q_0 = Q_0 = 3,2 \text{ t},$$

da F_1 und F in unserem Falle zufällig einander gleich sind.

Für die Menschenlast wäre der Wert eines $q_{cm} = \frac{Q_1}{F} = \frac{6,7 \text{ t}}{23,6 \text{ qcm}} = 0,283 \text{ t}$ und da die den bezüglichen Belastungen entsprechenden Flächenwinkel der Axialkraft-Einflusslinie zusammen $5,2 \text{ qcm}$ betragen, ist die Axialkraft $1,47 \text{ t}$.

Wir haben hiermit bestimmt das größte Moment

$$M_{\max} = 1,97 + 0,68 + 3,77 \text{ Pt} \quad \text{und} \quad \max X \cos \alpha = 3,2 + 1,47 + 5,06 \text{ Pt}.$$

Es betrüge sonach die Inanspruchnahme der äußersten Faser

$$\sigma_{at} = \frac{X \cos \alpha}{F} + \frac{M_{\max}}{W} = \frac{4700 + 5060 \text{ Pt}}{1600} + \frac{265\,000 + 377\,000 \text{ Pt}}{\frac{1}{6} \cdot 40 \cdot 40^2} = 28 + 38 \text{ Pt}.$$

Bei einer zulässigen Inanspruchnahme von 80 at würde daher die größte Last P sein dürfen:

$$80 = 28 + 38 \text{ Pt}, \quad P = 1,37 \text{ t}.$$

Die Inanspruchnahme der Schliefsen $\sigma_1 = \frac{X}{F_1}$ berechnet sich aus der größten Axialkraft $X \cos \alpha$

$= \frac{4700 + 5060 \text{ Pt}}{8}$ mit $\sigma_1 = 588 + 633 \text{ Pt}$, das wäre für $P = 1,37 \text{ t}$, $\sigma_1 = 1455 \text{ kg}$. Berücksichtigt man nun außerdem, daß zu diesem letztberechneten Werte noch die ursprüngliche Inanspruchnahme beim Anziehen der Schliefsen, der Einfluß der Temperatur u. s. w. hinzukommt, so muß diese Inanspruchnahme als unzulässig erklärt werden.

Mit Rücksicht auf eine Temperaturerhöhung um t^0 gegen die Montierungstemperatur erhält man für $2 X \sin \alpha$:

$$2 X \sin \alpha = \frac{z + \frac{\mu \cdot t \cdot E J \cdot 6}{\sin \alpha \cos \alpha a^2}}{1 + \nu},$$

und für die Momente über der Mittelstütze

$$\alpha X \sin \alpha = M_0 + \frac{3 \mu \cdot t \cdot E J}{\sin \alpha \cos \alpha a (1 + \nu)} = M_0 + M_t.$$

Dieses gibt in vorliegendem Falle:

$$M_t = \frac{3 \cdot 0,000012 \text{ t} \cdot 120\,000 \cdot \frac{1}{12} \cdot 40 \cdot 64\,000}{100\,000 \cdot 0,133 \cdot 2,49 \cdot \frac{887}{2}} \text{ in mt.}$$

$$M_t = 0,0627 \text{ t}^0.$$

Bei einem Unterschied gegen die Montierungstemperatur von 25^0 ist $M_t = 0,0627 \times 25 = 1,567 \text{ mt}$, daher für den Querschnitt IV $0,8 \times 1,567 = 1,254 \text{ mt}$. Dieses gäbe eine Inanspruchnahme von

$$\frac{125400}{\frac{1}{6} \cdot 64000} = 11,8 \text{ kg}.$$

In unserem Falle ist

$$\nu = \frac{1,49}{54,64} \cotang^2 \alpha, \quad \text{mithin} \quad d\nu = \frac{-1,49}{54,64} 2 \cdot \cotang \alpha \cdot \frac{d\alpha}{\sin^2 \alpha},$$

woraus

$$\frac{d\nu}{\nu} = - \frac{2}{\cotang \alpha} \cdot \frac{d\alpha}{\sin^2 \alpha} = \frac{2 \cdot d\alpha}{\sin \alpha \cdot \cos \alpha},$$

$$d\nu = \frac{2 \cdot \nu}{0,133} d\alpha = 15,04 \nu d\alpha = 15,04 \times 1,49 d\alpha = 22,4 d\alpha,$$

sonach $d\nu = \frac{22,4}{60} \cdot 60 d\alpha$ oder für eine Längenänderung der Höhe von einem Centimeter $d\nu = 0,38 \cdot 1$.

Um den Einfluß einer Längenänderung $d\nu$ auf das Moment zu bestimmen, drücken wir dasselbe aus durch:

$$M_0 = \frac{Z}{1 + \nu}, \quad \text{dann ist} \quad dM_0 = \frac{-Z}{(1 + \nu)^2} d\nu,$$

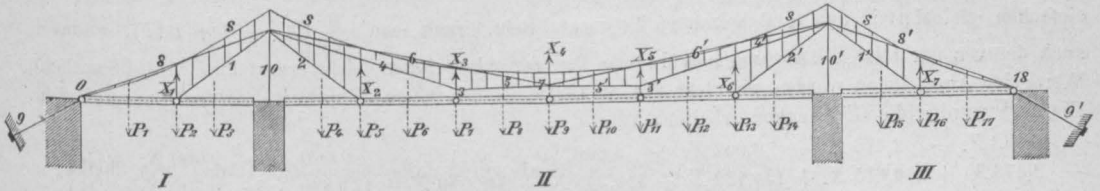
$$\frac{dM_0}{M_0} = \frac{-d\nu}{1 + \nu} \quad \text{für eine Längenänderung der Höhe} = 1 \text{ cm},$$

$$\frac{dM_0}{M_0} = \frac{0,38}{2,49} = 0,15,$$

was als Vergrößerung oder Verkleinerung des Stützenmomentes auftritt.

Beispiel 3, s. T. V, F. 15–19. Der Verfasser bringt in nachstehendem einen Auszug aus der höchst umfangreichen und schwierigen Berechnung der Kaiser Franz-Josephs-Brücke in Prag, welche er in den Jahren 1883 und 1884 im Auftrage der Stadt Prag auf Grund des Satzes vom Minimum der Formänderungsarbeit durchgeführt hat. Für die umständlichen Zifferrechnungen wurde durchweg die Thomas'sche Rechenmaschine benutzt, die sich hierfür besonders eignet. Das Brückensystem besteht aus drei kontinuierlichen, schmiedeisernen Blechträgern I, II, III (Fig. 58), welche an den eingeringelten Stellen an

Fig. 58.



Spannketten aus Gußstahl aufgehangen, an den übrigen Punkten gelenkig aufgelagert sind. Die Ketten tragen das Eigengewicht der Spannketten und verhindern deren Durchsacken. Sie wurden in der Rechnung zunächst unberücksichtigt gelassen. Die Abmessungen der Spannketten 1, 2, 3 u. s. w., der gußeisernen Türme, des Trägers in den Angriffspunkten der Kräfte $P_1, P_2, P_3 \dots$, sowie die angenommenen äußeren Belastungen sind aus der Tabelle V, S. 311 ersichtlich. Um das System berechenbar zu gestalten, wurden in den eingeringelten Punkten Kräfte $X_1 X_2 X_3 \dots$ angebracht und zwar als nach abwärts wirkend auf das Hängewerk, nach aufwärts wirkend auf die Blechträger. Hierdurch wird das Gleichgewicht nicht gestört.

Zuerst wurden die Spannungen der Ketten als Funktionen der unbekannten Stützendrücke aufgestellt und es wurde auf statischem Wege gefunden:

$$\begin{aligned} S_1 &= 1,681 X_1; \quad S_2 = 1,712 X_2; \quad S_3 = 1,000 X_3; \quad S_4 = 2,684 X_3; \\ S_5 &= 2,561 X_3; \quad S_6 = -0,848 X_3 + 2,593 X_4 + 1,755 X_5; \quad S_7 = X_4; \\ S_8 &= -1,432 X_1 + 1,473 X_2 + 1,825 X_3 + 2,696 X_4 + 1,825 X_5; \\ S_9 &= -1,432 X_1 + 1,473 X_2 + 1,825 X_3 + 2,696 X_4 + 1,825 X_5; \\ S_{10} &= -0,526 X_1 - 1,488 X_2 - 1,266 X_3 - 1,393 X_4 - 0,943 X_5. \end{aligned}$$

Es wurde angenommen, daß die Blechträger beansprucht werden von den Kräften $P_1 P_2 \dots$ als isolierten abwärts wirkenden Einzellasten, von den nach aufwärts wirkenden Unbekannten $X_1 X_2 \dots$ und von den Horizontalkomponenten der Spannungen $S_1 S_1' S_2 S_2'$, welche im Blechträger Axialkräfte erzeugen. Der Ausdruck für die gesamte Formänderungsarbeit liefert:

$$\mathfrak{A} = \Sigma \frac{S^2 \cdot l}{2EF} + \Sigma \int \frac{(M_x + N_x)^2}{2EJ} \cdot dx + \Sigma \int \frac{A^2 \cdot dx}{2EF},$$

worin S die Spannungen in den Ketten und elastischen Türmen, M_x das an irgend einer Stelle auftretende Biegemoment, N_x das an derselben Stelle auftretende Moment der Axialkraft, veranlaßt durch die Sprengung des Trägers, A die Axialkraft im Träger. Die genaue Ermittlung der Unbekannten veranlaßt die Einführung einer neuen, in einem der Trägerendpunkte angreifenden Unbekannten verlangen. Die nähere Untersuchung zeigte, daß der Einfluß von N_x auf die Werte X verschwindend klein ist. Für die Axialkräfte wurde als Näherung eine solche Verteilung derselben angenommen, daß sie für sich allein wirkend die Formänderungsarbeit zu einem Minimum machen; doch stellte sich auch hier heraus, daß ihr Einfluß auf die Größe der Werte X verschwindend klein ist. Unter Einführung der Zifferwerte aller Abmessungen der Ketten, Türme und der Querschnittswerte J der Blechträger, für welche ein berechnetes mittleres Trägheitsmoment J_0 eingeführt wurde (es ergab sich aus $\frac{1}{J_0} = \frac{1}{L} \int_0^L \frac{dx}{J}$, wenn man mit J das

Trägheitsmoment des veränderlichen Querschnittes, mit L die Gesamtlänge des jeweiligen Blechbalkens bezeichnet, für das Endfeld $J_0' = 3032\,200 \text{ cm}^4$, $F_0' = 455 \text{ qcm}$, für das Mittelfeld $J_0'' = 2845\,400 \text{ cm}^4$, für J und F die Werte ohne Nietabzug gerechnet), lieferte die Differentiation der Formänderungsarbeit nach X_3 den Wert

$$\frac{d\mathfrak{A}}{dX_3} = \frac{d\mathfrak{A}_1}{dX_3} + \frac{d\mathfrak{A}_2}{dX_3} + \frac{d\mathfrak{A}_3}{dX_3},$$

wenn $\mathfrak{A}_1 \mathfrak{A}_2 \mathfrak{A}_3$ die oben bezeichneten Summen bedeuten. Für $N_x = 0$ wird der von den Werten P unabhängige Teil von $\frac{d\mathfrak{A}_2}{dX_3}$ die Größe der Durchbiegung, welche im Angriffspunkte von X_3 des statisch

bestimmten Blechträgers II entsteht, wenn derselbe von den Kräften $X_2 X_3 X_4 X_5 X_6$ belastet ist ($X_1 X_7$ kommen außer Betracht), während der von dem X unabhängige Teil Q die Durchbiegung im Angriffspunkte von X_3 darstellt, wenn auf den Träger die Kräfte $P_4 P_5 P_6 P_7$ oder eine gleichförmig verteilte Belastung wirken. Für die Ermittlung dieses Teiles der Formänderungsarbeit kann daher die Formel $y = \frac{u \cdot v}{6 E J L} (L^2 - u^2 - v^2) \cdot P$ verwendet werden, wobei für jede einzelne Belastung die Abstände u und v (vergl. Fig. 3, S. 217, sowie das Beispiel S. 265) passend zu wählen sind.

Für die Durchbiegung eines Punktes, der um a und b von den beiden Stützen A und B eines einfachen, gleichförmig und total belasteten Trägers absteht, erhält man $\frac{p \cdot a \cdot b}{24 E \cdot J} (l^2 + a \cdot b)$, wodurch auch der von der totalen Belastung herrührende Teil der Abgeleiteten leicht ermittelbar wird. Sämtliche Werte der Abgeleiteten wurden mit dem Faktor 10^5 multipliziert, um bequemere Zahlen zu beschaffen. Hiernach wurden die Gleichungen erhalten:

$$\left. \begin{aligned} 40,033 X_1 - 2,473 X_2 - 3,099 X_3 - 4,606 X_4 - 3,118 X_5 - 0,000 X_6 - 0,000 X_7 &= Q_1 \\ - 2,473 X_1 + 269,675 X_2 + 434,189 X_3 + 450,345 X_4 + 348,996 X_5 + 171,849 X_6 - 0,000 X_7 &= Q_2 \\ - 3,099 X_1 + 434,189 X_2 + 835,012 X_3 + 885,200 X_4 + 691,058 X_5 + 348,996 X_6 - 3,118 X_7 &= Q_3 \\ - 4,606 X_1 + 450,345 X_2 + 885,200 X_3 + 1082,446 X_4 + 885,200 X_5 + 450,345 X_6 - 4,606 X_7 &= Q_4 \\ - 3,118 X_1 + 348,996 X_2 + 691,058 X_3 + 885,200 X_4 + 835,012 X_5 + 434,189 X_6 - 3,099 X_7 &= Q_5 \\ - 0,000 X_1 + 171,849 X_2 + 348,996 X_3 + 450,345 X_4 + 434,189 X_5 + 269,675 X_6 - 2,473 X_7 &= Q_6 \\ - 0,000 X_1 - 0,000 X_2 - 3,118 X_3 - 4,606 X_4 - 3,099 X_5 - 2,473 X_6 + 40,033 X_7 &= Q_7 \end{aligned} \right\} a.$$

Die Auflösung dieser Gleichungen gab mit Benutzung der auf S. 247 gegebenen Regeln:

$$\begin{aligned} X_1 &= 0,025043 Q_1 + 0,000472 Q_2 - 0,000490 Q_3 + 0,000424 Q_4 + 0,000289 Q_5 - 0,000841 Q_6 - 0,000018 Q_7 \\ X_2 &= 0,000472 Q_1 + 0,023392 Q_2 - 0,013890 Q_3 + 0,001813 Q_4 - 0,001366 Q_5 + 0,002230 Q_6 - 0,000841 Q_7 \\ X_3 &= -0,000490 Q_1 - 0,013890 Q_2 + 0,018111 Q_3 - 0,011534 Q_4 + 0,003753 Q_5 - 0,001366 Q_6 + 0,000289 Q_7 \\ X_4 &= 0,000424 Q_1 + 0,001813 Q_2 - 0,011534 Q_3 + 0,018284 Q_4 - 0,011534 Q_5 + 0,001813 Q_6 + 0,000424 Q_7 \\ X_5 &= 0,000289 Q_1 + 0,001366 Q_2 + 0,003753 Q_3 - 0,011534 Q_4 + 0,018111 Q_5 - 0,013890 Q_6 - 0,000496 Q_7 \\ X_6 &= -0,000841 Q_1 + 0,002230 Q_2 - 0,001366 Q_3 + 0,001813 Q_4 - 0,013890 Q_5 + 0,023392 Q_6 + 0,000472 Q_7 \\ X_7 &= -0,000018 Q_1 - 0,000841 Q_2 + 0,000289 Q_3 + 0,000424 Q_4 - 0,000490 Q_5 + 0,000472 Q_6 + 0,025043 Q_7 \end{aligned}$$

Die Werte Q wurden für sich ermittelt und z. B. erhalten:

$$Q_3 = \gamma_{31} P_1 + \gamma_{32} P_2 + \gamma_{33} P_3 + \dots,$$

wenn γ_{mn} die Durchbiegung des einfachen Blechbalkens im Angriffspunkte von P_m für eine Einzellast $= 1$ in n bedeutet.

Durch Einsetzung der Werte Q wird es nunmehr möglich, die Werte X zu berechnen. Es wird z. B. erhalten für

$$\begin{aligned} X_2 &= 0,011133 P_1 + 0,015332 P_2 + 0,010058 P_3 + 0,538826 P_4 + 0,852599 P_5 + 0,749690 P_6 \\ &\quad + 0,411367 P_7 + 0,171507 P_8 + 0,046203 P_9 - 0,017657 P_{10} - 0,031641 P_{11} - 0,004363 P_{12} \\ &\quad + 0,023430 P_{13} + 0,019888 P_{14} - 0,017920 P_{15} - 0,027318 P_{16} - 0,019813 P_{17} + 59,95 + 0,106 t^0, \end{aligned}$$

wobei P in Tonnen einzuführen ist (s. T. V, F. 16; die Strecke G wurde irrthümlicherweise nur in ihrer halben GröÙe aufgetragen, was zu verbessern ist).

Aus den eingangs gegebenen Beziehungen zwischen den Spannungen der Ketten und den GröÙen X lassen sich nunmehr leicht die Einflusswerte der ersteren berechnen. Man findet z. B. für

$$\begin{aligned} S_6 &= -0,848 X_3 + 2,593 X_4 + 1,755 X_5 = \\ &= 0,047 P_1 + 0,066 P_2 + 0,043 P_3 - 0,068 P_4 - 0,158 P_5 - 0,251 P_6 + 0,032 P_7 + 0,913 P_8 + 1,728 P_9 \\ &\quad + 1,803 P_{10} + 1,131 P_{11} + 0,630 P_{12} + 0,103 P_{13} - 0,033 P_{14} - 0,0001 P_{15} - 0,0002 P_{16} - 0,0001 P_{17} + \\ &\quad + 141,894 + 0,095 t^0. \end{aligned}$$

Ebenso wird es nunmehr möglich, die in jedem Punkte auftretenden Momente als Funktionen von P darzustellen. Die sehr umständliche Rechnung liefert z. B. für den Angriffspunkt von P_7 , s. T. V, F. 17:

$$\begin{aligned} M_7 &= 0,0039 P_1 + 0,0053 P_2 + 0,0035 P_3 - 0,2628 P_4 - 0,3311 P_5 + 0,4224 P_6 + 4,2007 P_7 \\ &\quad + 0,1866 P_8 - 0,8268 P_9 - 0,9801 P_{10} - 0,7710 P_{11} - 0,3276 P_{12} + 0,0423 P_{13} + 0,1046 P_{14} \\ &\quad - 0,0575 P_{15} - 0,0877 P_{16} - 0,0636 P_{17} + 5,98 - 0,8526 t^0. \end{aligned}$$

Dadurch wurde es möglich, die Einfluslinien der M zu konstruieren und aus diesen die ungünstigsten Belastungen, sowie für jeden Querschnitt $+M_{max}$ und $-M_{max}$ für die zufällige Belastung zu ermitteln. Als Kontrolle konnte der Umstand benutzt werden, daß die algebraische Summe der Einflusflächen mit der Eigenlast für die Einheit multipliziert das berechnete M für totale Belastung ergeben mußte. In gleicher Weise wurden die Spannungen aus ihren bezüglichlichen Einflusflächen ermittelt. Für

Tabelle V.

		l	F	Berechnete Inanspruchnahmen in kg f. d. qcm, hervorgeufen durch					Anmerkung.
		cm	qcm	das Eigen- gewicht.	die neue Wasser- leitung.	die Verkehrslast.	die Tem- peratur.	Zusammen.	
Ketten aus Stahl, $E = 2200\,000$	Kette 1	3083	73	+ 1199	+ 73	$\begin{cases} + 1201 \\ - 2 \end{cases}$	$\begin{cases} + 107 \\ - 172 \end{cases}$	$\begin{cases} + 2580 \\ + 1098 \end{cases}$	Das Eigengewicht ist mit 1,837 t f. d. lfd. m eines Trägers, das Gewicht der Wasserleitung mit 0,112 t f. d. lfd. m eines Trägers, die Verkehrslast mit 375 kg f. d. qm freier Brückenfläche, die höchste Temperatur direkt von der Sonne beschienener Teile mit + 35° C., der Montierungstemperatur mit + 10° C. angenommen. Positive Werte bezeichnen Zug, negative Druck. Die Doppelwerte der letzten Spalte geben die möglichen Grenzwerte.
	Kette 2	3048	73	+ 1271	+ 77	$\begin{cases} + 1328 \\ - 57 \end{cases}$	$\begin{cases} + 57 \\ - 91 \end{cases}$	$\begin{cases} + 2733 \\ + 1200 \end{cases}$	
	Hängeglied 3 . .	138	39	+ 476	+ 29	$\begin{cases} + 489 \\ - 13 \end{cases}$	$\begin{cases} + 91 \\ - 147 \end{cases}$	$\begin{cases} + 1085 \\ + 345 \end{cases}$	
	Kette 4	5227	97	+ 1024	+ 62	$\begin{cases} + 1050 \\ - 26 \end{cases}$	$\begin{cases} + 193 \\ - 308 \end{cases}$	$\begin{cases} + 2329 \\ + 752 \end{cases}$	
	Kette 5	2509	97	+ 997	+ 61	$\begin{cases} + 1021 \\ - 24 \end{cases}$	$\begin{cases} + 192 \\ - 307 \end{cases}$	$\begin{cases} + 2271 \\ + 727 \end{cases}$	
	Kette 6	7622	160	+ 835	+ 50	$\begin{cases} + 907 \\ - 72 \end{cases}$	$\begin{cases} + 14 \\ - 22 \end{cases}$	$\begin{cases} + 1806 \\ + 791 \end{cases}$	
	Kette 7	275	39	+ 479	+ 29	$\begin{cases} + 502 \\ - 24 \end{cases}$	$\begin{cases} + 322 \\ - 201 \end{cases}$	$\begin{cases} + 1332 \\ + 283 \end{cases}$	
	Kette 8	5904	300	+ 796	+ 48	$\begin{cases} + 978 \\ - 182 \end{cases}$	$\begin{cases} + 17 \\ - 11 \end{cases}$	$\begin{cases} + 1839 \\ + 651 \end{cases}$	
	Kette 9	3105	290	+ 860	+ 52	$\begin{cases} + 1057 \\ - 196 \end{cases}$	$\begin{cases} + 19 \\ - 12 \end{cases}$	$\begin{cases} + 1988 \\ + 704 \end{cases}$	
Türme aus Gusseisen, $E = 1\,000\,000$		1940	1703	— 156	— 9	$\begin{cases} - 157 \\ + 1 \end{cases}$	$\begin{cases} - \\ - \end{cases}$	$\begin{cases} - 322 \\ - 164 \end{cases}$	
Blecbalken aus Schweisseisen, $E = 2\,000\,000$, im Obergurte bei Punkt: (h = Trägerhöhe, J = Trägheitsmoment bei Nietabzug)	h	$J:1000$							
	P_1	217	3593	— 168	— 10	$\begin{cases} - 433 \\ + 265 \end{cases}$	$\begin{cases} - 149 \\ + 93 \end{cases}$	$\begin{cases} - 760 * \\ + 180 \end{cases}$	*Bei diesen Zahlen ist die Wirkung der Axialkraft, welche stellenweise + 300 bis + 400 kg erreichen kann, nicht mit eingerechnet.
	P_2	216	3139	+ 604	+ 37	$\begin{cases} + 681 \\ - 78 \end{cases}$	$\begin{cases} + 211 \\ - 338 \end{cases}$	$\begin{cases} + 1534 * \\ + 225 \end{cases}$	
	P_3	215	2914	— 43	— 3	$\begin{cases} - 391 \\ + 349 \end{cases}$	$\begin{cases} - 182 \\ + 113 \end{cases}$	$\begin{cases} - 619 * \\ + 416 \end{cases}$	
	P_4	214	2690	+ 2	—	$\begin{cases} + 430 \\ - 428 \end{cases}$	$\begin{cases} + 80 \\ - 128 \end{cases}$	$\begin{cases} + 512 * \\ - 554 \end{cases}$	
	P_5	215	2914	+ 737	+ 45	$\begin{cases} + 840 \\ - 102 \end{cases}$	$\begin{cases} + 148 \\ - 336 \end{cases}$	$\begin{cases} + 1770 * \\ + 344 \end{cases}$	
	P_6	214	2690	— 185	— 11	$\begin{cases} - 520 \\ + 336 \end{cases}$	$\begin{cases} - 195 \\ + 122 \end{cases}$	$\begin{cases} - 911 * \\ + 262 \end{cases}$	
	P_7	215	2914	— 32	— 1	$\begin{cases} - 342 \\ + 320 \end{cases}$	$\begin{cases} - 126 \\ + 79 \end{cases}$	$\begin{cases} - 491 * \\ + 366 \end{cases}$	
	P_8	214	2690	— 726	— 44	$\begin{cases} - 872 \\ + 144 \end{cases}$	$\begin{cases} - 339 \\ + 542 \end{cases}$	$\begin{cases} - 1981 * \\ - 84 \end{cases}$	
	P_9	215	2914	— 267	— 16	$\begin{cases} - 387 \\ + 119 \end{cases}$	$\begin{cases} - 707 \\ + 848 \end{cases}$	$\begin{cases} - 1377 * \\ + 684 \end{cases}$	

die totale Belastung durch das Eigengewicht genügte die Kenntnis der Normalmomente über den Aufhängepunkten; die übrigen Ordinaten konnten durch eine Parabelschablone festgelegt werden.

Der Einfluß der Temperatur wurde für sich unter der Annahme eines bei der Montierungstemperatur von 10° C. spannungslosen Trägers ermittelt, dessen Temperatur um t^0 steigt. Man erhält für die Verschiebung des Angriffspunktes der Kraft X_n im Sinne des Abwärtswirkens am Hängewerk den Ausdruck

$$\Sigma \left(\left[\frac{S \cdot l}{EF} + \mu t^0 \cdot l \right] \cdot \frac{dS}{dX_n} \right)$$

und für die Verschiebung der am Balken aufwärts wirkenden Kräfte X am Angriffspunkte von X_n den Ausdruck

$$\Sigma \int \frac{M}{EJ} \frac{dM}{dX_n} \cdot dx,$$

welche Größen einander entgegengesetzt gleich sein müssen. Man hat daher

$$\Sigma \left(\frac{Sl}{EF} \frac{dS}{dX_n} \right) + \Sigma \int \frac{M}{EJ} \frac{dM}{dX_n} \cdot dx = - \Sigma \mu t^0 l \frac{dS}{dX_n}.$$

Eine kurze Überlegung lehrt, daß man zu demselben Gleichungssysteme α . wie oben (S. 310) gelangt und nur an Stelle der Werte Q die Werte $Q_n = - \Sigma \mu t^0 l \frac{dS}{dX_n}$ einzusetzen hat.

Man erhält z. B. für

$$Q_3 = t^0 \left[- (\mu \cdot 10 \cdot 138) - (\mu \cdot 2,684 \cdot 5227) - (\mu \cdot 2,561 \cdot 2509) + (\mu \cdot 0,848 \cdot 7622) \right. \\ \left. - (\mu \cdot 3,65 \cdot 5904) - \frac{1}{2} (\mu \cdot 3,648 \cdot 3105) + (\mu' \cdot 2,209 \cdot 1940) \right].$$

Für die Stahlketten wurde μ mit 0,000012, für die Gufseisentürme μ' mit 0,0000111 gesetzt.

Endlich wurde berücksichtigt, daß die Ketten 9 und 9', welche im Ankermauerwerk eingeschlossen sind, nie dieselbe Temperatur wie die äußeren Ketten 1 bis 8 und die Türme 10 haben können, weshalb ihre Änderung nur mit dem halben Werte eingeführt wurde.

Schließlich mußten auch hier sämtliche Werte mit 10^5 multipliziert werden, wonach erhalten wurde $Q_1 = Q_7 = 7,727 t^0$; $Q_2 = Q_6 = -16,236 t^0$; $Q_3 = Q_5 = -44,854 t^0$; $Q_4 = -90,337 t^0$.

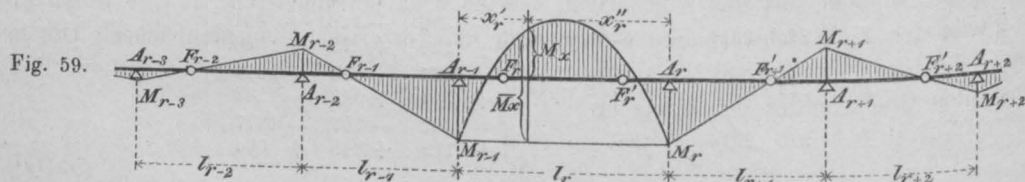
Nun wurde es möglich, die faktischen Spannungen in den Ketten und Trägern zu ermitteln. Tabelle V (S. 311) zeigt die Zusammenstellung.

Bemerkung. Es möge hier erwähnt werden, daß der Verfasser sich nicht mit der theoretischen Berechnung allein begnügte, sondern die Theorie hinsichtlich ihrer Richtigkeit fort und fort durch Versuche am Bauwerke selbst mittelst Instrumenten prüfte, welche gestatten, die wirklich auftretenden Spannungen zu messen, während Lasten die Brücke passieren (Fränkel's Dehnungszeichner), und die Resultate vorgenommener Durchbiegungsproben und Beobachtungen bei verschiedenen Temperaturen, sowie die Ergebnisse der am 29. und 30. April 1868 stattgefundenen Belastungsproben mit den theoretisch gewonnenen Resultaten verglich. Es hat sich hierbei ergeben, daß die Theorie, bei welcher die gleichzeitige Formveränderung sämtlicher in Frage stehender Träger berücksichtigt wurde, mit der wirklich auftretenden Inanspruchnahme eine befriedigende Übereinstimmung lieferte.

Die Ergebnisse der Theorie und Beobachtungen am ausgeführten Bauwerke selbst, sowie die seit dem kurzen Bestande des Baues zu Tage getretenen Schäden und Formänderungen machten es vom Standpunkte der öffentlichen Sicherheit zur unabweisbaren Pflicht, Verstärkungen am Bauwerke vorzunehmen, welche einen sicheren Bestand desselben verbürgen.

§ 33. Methode der Normalmomente.

Ein Träger von n Feldern $l_1 l_2 \dots l_n$ (Fig. 59) werde über den Mittelstützen $A_1 A_2 \dots A_{r-1} A_r A_{r+1} \dots A_{n-1}$ durchschnitten und die Wirkung der inneren Kräfte der



Schnitte werde durch die Momente $M_1 M_2 \dots M_{r-1} M_r M_{r+1} \dots M_{n-1}$, die sogenannten Stützenmomente ersetzt; alsdann ist das Moment an irgend einer Stelle

$$\text{im Felde } l_r \dots M_x = \bar{M}_x + \frac{x_r''}{l_r} M_{r-1} + \frac{x_r'}{l_r} M_r \dots \dots \dots 95.$$

$$\text{im Felde } l_{r+1} \dots M_x' = \bar{M}_x' + \frac{x_{r+1}''}{l_{r+1}} M_r + \frac{x_{r+1}'}{l_{r+1}} M_{r+1} \dots \dots \dots 96.$$

wenn \bar{M}_x und \bar{M}_x' die bei freier Auflagerung entstehenden Momente im Felde l_r und l_{r+1} , ferner x' die Entfernung von der linken, x'' die Entfernung von der rechten Stütze des jeweiligen Feldes bezeichnet.

Da die gesamte Formänderungsarbeit \mathfrak{A} ein Minimum, so muß $\frac{d\mathfrak{A}}{dM_r} = 0$ sein, wobei zu berücksichtigen ist, daß M_r nur in den Ausdrücken für die Formänderungsarbeiten der Felder l_r und l_{r+1} erscheint.

Multipliziert man die Formänderungsarbeit jedes Elementes mit $E_0 J_0$, wobei E_0 und J_0 mittlere Werte des Elasticitätsmoduls und des Trägheitsmomentes bedeuten, und setzt man allgemein $\frac{E_0 J_0}{E \cdot J} = \rho$, welche GröÙe an sich veränderlich ist, für konstanten Querschnitt jedoch $= 1$ wird, so gelangt man zu der Bedingungsgleichung

$$M_{r-1} \cdot \int_{l_{r-1}}^{l_r} \rho_r \cdot \frac{x_r'' \cdot x_r'}{l_r^2} \cdot dx + M_r \cdot \left[\int_{l_{r-1}}^{l_r} \rho_r \cdot \frac{x_r'^2}{l_r^2} \cdot dx + \int_{l_r}^{l_{r+1}} \rho_{r+1} \cdot \frac{x_{r+1}'^2}{l_{r+1}^2} \cdot dx \right] + \\ + M_{r+1} \cdot \int_{l_r}^{l_{r+1}} \rho_{r+1} \cdot \frac{x_{r+1}' \cdot x_{r+1}''}{l_{r+1}^2} \cdot dx = - \int_{l_{r-1}}^{l_r} \rho_r \cdot \frac{x_r'}{l_r} \cdot \bar{M}_x \cdot dx - \int_{l_r}^{l_{r+1}} \rho_{r+1} \cdot \frac{x_{r+1}'}{l_{r+1}} \cdot \bar{M}_x \cdot dx \dots 97.$$

Diese Gleichung hat die Form

$$\beta_{r-1}'' M_{r-1} + \alpha_r M_r + \beta_r' M_{r+1} = \mathfrak{N}_r'' + \mathfrak{N}_{r+1}' \dots 98.$$

Für je zwei benachbarte Felder erhält man eine derartige Gleichung, im ganzen also ebensoviele, als Mittelstützen vorhanden sind. Die Ermittlung der über denselben auftretenden Momente aus diesen Gleichungen ist daher möglich und mit Hilfe der Gleichungen 95 und 96 auch die der übrigen Momente.

Die Bedeutung der GröÙen β und α läßt sich folgendermaßen erkennen. Trägt man über der Stütze A_r die Strecke $A_r N = 1$ auf, verbindet N mit A_{r-1} und A_{r+1} und bezeichnet die Schwerpunktsabstände der so entstehenden Dreiecke F_r'' und F_{r+1}' mit s_r' und s_r'' bzw. s_{r+1}' und s_{r+1}'' , so ist

$$\beta_{r+1}'' \int_{l_{r-1}}^{l_r} \frac{x_r'' \cdot x_r'}{l_r^2} \cdot dx = \frac{F_r'' \cdot s_r''}{l_r} = \frac{s_r''}{2} = \frac{l_r}{6} \dots 99.$$

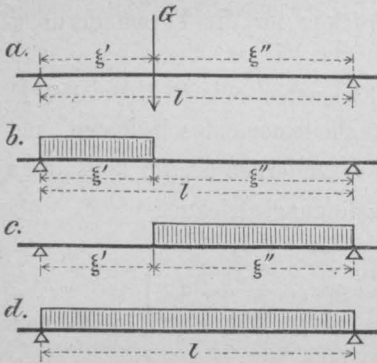
der Wert von β_{r-1}'' , wenn der Querschnitt des Trägers konstant ist. Für diesen Fall ergibt sich analog $\alpha_r = \frac{l_r + l_{r+1}}{3}$ und $\beta_r' = \frac{l_{r+1}}{6}$. Bei variablem Querschnitt sind die einzelnen Ordinaten mit den zugehörigen Werten ρ zu multiplizieren, und es treten an die Stelle der s die Schwerpunktsentfernungen der verzerrten Momentenflächen. Die in den Gleichungen der Formel 98 auftretenden GröÙen \mathfrak{N}_r' und \mathfrak{N}_r'' nehmen für den Fall konstanten Querschnittes die Werte an:

$$\mathfrak{N}_r' = \frac{1}{l_r} \int_0^{l_r} (l_r - x_r') \cdot \bar{M}_x \cdot dx \dots 100.$$

$$\mathfrak{N}_r'' = \frac{1}{l_r} \int_0^{l_r} x_r' \cdot \bar{M}_x \cdot dx \dots 101.$$

Es bedeutet daher $\{\mathfrak{N}'\}$ das durch die Feldlänge l dividierte statische Moment der einfachen Momentenfläche, bezogen auf eine vertikale Achse durch das $\left\{ \begin{smallmatrix} \text{rechte} \\ \text{linke} \end{smallmatrix} \right\}$ Auflager. Ist der Querschnitt nicht konstant, so tritt an Stelle der wirklichen die verzerrte einfache Momentenfläche, welche erhalten wird, wenn man jedes Moment \bar{M}_x mit dem zugehörigen Werte $\frac{E_0 J_0}{E_x \cdot J_x}$ multipliziert. Speziell wird für konstanten Querschnitt:

Fig. 60.



Belastungsfall I (Fig. 60a):

$$\mathfrak{N}' = \frac{\xi' \cdot \xi'' (l + \xi'')}{6l} \cdot G \dots \dots \dots 102.$$

$$\mathfrak{N}'' = \frac{\xi' \cdot \xi'' (l + \xi')}{6l} \cdot G \dots \dots \dots 103.$$

Belastungsfall II (Fig. 60b):

$$\mathfrak{N}' = \frac{q \cdot \xi'^2}{24l} (2l - \xi')^2 \dots \dots \dots 104.$$

$$\mathfrak{N}'' = \frac{q \cdot \xi'^2}{24l} (2l^2 - \xi'^2) \dots \dots \dots 105.$$

Belastungsfall IIa (Fig. 60c):

$$\mathfrak{N}' = \frac{q \cdot \xi'^2}{24l} (2l^2 - \xi'^2) \dots \dots \dots 104^a.$$

$$\mathfrak{N}'' = \frac{q \cdot \xi'^2}{24l} (2l - \xi'')^2 \dots \dots \dots 105^a.$$

Belastungsfall III (Fig. 60d):

$$\mathfrak{N}' = \mathfrak{N}'' = \frac{q l^3}{24} \dots \dots \dots 106.$$

Ist nur das r te Feld belastet, so gehen, konstanten Querschnitt vorausgesetzt, die Gleichungen der Formel 98 in die folgenden über:

$$\left. \begin{aligned} \alpha_1 M_1 + \beta_1 M_2 &\dots\dots\dots = 0 \\ \beta_1 M_1 + \alpha_2 M_2 + \beta_2 M_3 &\dots\dots\dots = 0 \\ \beta_2 M_2 + \alpha_3 M_3 + \beta_3 M_4 &\dots\dots\dots = 0 \\ &\dots\dots\dots \\ \beta_{r-2} M_{r-2} + \alpha_{r-1} M_{r-1} + \beta_{r-1} M_r &\dots\dots = \mathfrak{N}'_r \\ \beta_{r-1} M_{r-1} + \alpha_r M_r + \beta_r M_{r+1} &= \mathfrak{N}''_r \\ &\dots\dots\dots \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots 107.$$

Setzt man $M_1 = \mu_2 \cdot M_2$ und dieses in die zweite Gleichung, so ergibt sich $M_2 = \mu_3 \cdot M_3$ u. s. w. Analog erhält man von rechts gegen das belastete Feld fortschreitend $M_{n-1} = \nu_{n-2} \cdot M_{n-2}$; $M_{n-2} = \nu_{n-3} \cdot M_{n-3}$ u. s. w. Sämtliche Stützenmomente lassen sich auf diese Weise ausdrücken durch die über den Stützen A_{r-1} und A_r des allein belasteten Feldes auftretenden Momente M_{r-1} und M_r , deren Bestimmung weiter unten gegeben werden wird.

Da die Größen α und β von der Belastung unabhängig und stets positiv sind, so sind die Verhältnisse $\left\{ \frac{\mu}{\nu} \right\}$ der Stützenmomente eines unbelasteten, $\left\{ \begin{smallmatrix} \text{links} \\ \text{rechts} \end{smallmatrix} \right\}$ vom belasteten Trägereile liegenden Feldes gleichfalls konstant, und stets negativ. Da ferner — wegen des Wegfalls der \bar{M} — die Momente M lineare Funktionen werden, so ergibt für ein unbelastetes Feld die graphische Darstellung der Momente eine Gerade, welche die Achse innerhalb des betreffenden Feldes in einem festen Punkte F bzw. F' schneidet.

Die Lage dieser Fixpunkte ergibt sich mit Hilfe der aus den Gleichungen 107 berechneten Verhältnisse μ und ν .

Ist für das Feld l_r

- i_r der Abstand des Punktes F_r von der linken Stütze (A_{r-1}),
- k_r „ „ „ „ „ F'_r von der rechten Stütze (A_r),
- m_r die Entfernung der Punkte F_r und F'_r voneinander,

so ist

$$\frac{i_r}{m_r + k_r} = \mu_r \quad \text{und} \quad \frac{k_r}{m_r + i_r} = \nu_r.$$

Ist nun die Lage der Fixpunkte bekannt, so ist auch die Berechnung der Stützenmomente des belasteten Feldes (l_r) möglich. Diese erscheinen blofs in den nachstehend wiederholten Gleichungen der Gruppe 107:

$$\begin{aligned} \beta_{r-2} M_{r-2} + \alpha_{r-1} M_{r-1} + \beta_{r-1} M_r & \dots = \mathfrak{N}' & \dots & \alpha. \\ \beta_{r-1} M_{r-1} + \alpha_r M_r + \beta_r M_{r+1} & = \mathfrak{N}'' & \dots & \beta. \end{aligned}$$

Wäre l_r nicht belastet, so erhalte man:

$$\beta_{r-2} M_{r-2} + \alpha_{r-1} M_{r-1} - \beta_{r-1} \frac{m_r + k_r}{i_r} M_{r-1} = 0 \quad \dots \quad \gamma.$$

und

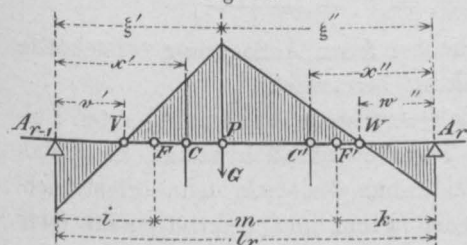
$$-\beta_{r-1} \frac{m_r + i_r}{k_r} M_r + \alpha_r M_r + \beta_r M_{r+1} = 0 \quad \dots \quad \delta.$$

Beide Gleichungen müssen auch für ein belastetes Feld gelten, da $\frac{M_{r-2}}{M_{r-1}}$ und $\frac{M_{r+1}}{M_r}$ als Verhältnisse von Stützenmomenten unbelasteter Felder konstant sind. Indem man die Gleichung γ . von α . und δ . von β . abzieht, gelangt man zu zwei Gleichungen, welche als Unbekannte nur noch die Gröfsen M_{r-1} und M_r enthalten; man erhält aus denselben:

$$M_{r-1} = \frac{i_r}{\beta_{r-1} m_r \cdot l_r} [(i_r + m_r) \mathfrak{N}' - k_r \mathfrak{N}''] \quad \dots \quad 108.$$

$$M_r = \frac{k_r}{\beta_{r-1} m_r \cdot l_r} [-i_r \mathfrak{N}' + (k_r + m_r) \mathfrak{N}''] \quad \dots \quad 109.$$

Fig. 61.



Liegt eine Einzellast im Abstände ξ' und ξ'' von den Stützen A_{r-1} und A_r (Fig. 61), so wird für konstanten Querschnitt:

$$M_{r-1} = -\frac{i \xi' \xi''}{m l_r^2} [(l_r - 3k) + \xi''] \cdot G \quad 110.$$

$$M_r = -\frac{k \xi' \xi''}{m l_r^2} [(l_r - 3i) + \xi'] \cdot G \quad 111.$$

Das Moment M_x für einen beliebigen Querschnitt C des belasteten Feldes im Abstände x'

von A_{r-1} wird, falls die Last rechts vom fraglichen Querschnitte liegt:

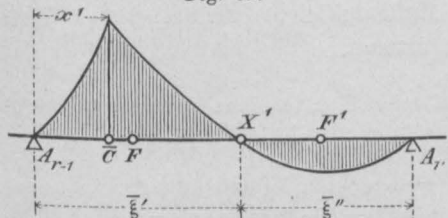
$$M_x = -\frac{l_r - \xi'}{m l_r^3} [\{k x' - i (l_r - x')\} \xi'^2 + \{k (l_r - 3i) x' + i (2 l_r - 3k) (l_r - x')\} \xi' - m l_r^2 x'] \cdot G \quad 112.$$

Ebenso ergibt sich für einen Querschnitt, welcher um x'' von A_r absteht, durch Vertauschung der Werte ξ' mit ξ'' , i mit k , x' mit x'' der Ausdruck für das Moment eines Punktes, welcher zwischen dem Angriffspunkte der Last und der rechten Stütze liegt:

$$M_{x''} = -\frac{l_r - \xi''}{m l_r^3} [\{i x'' - k (l_r - x'')\} \xi''^2 + \{i (l_r - 3k) x'' + k (2 l_r - 3i) (l_r - x'')\} \xi'' - m l_r^2 x''] \cdot G \quad 113.$$

Betrachtet man x als fest, ξ als variabel, so geben die Gleichungen die Ordinaten der Einflußlinie für eine bewegliche Einzellast; dieselbe setzt sich aus Kurven dritten Grades zusammen. Die nähere Untersuchung zeigt, daß für einen Querschnitt C innerhalb $F F'$ nur positive Momente entstehen können, es ist daher für Querschnitte innerhalb $F F'$ die totale Belastung des fraglichen Feldes die ungünstige. Für Querschnitte innerhalb $A_{r-1} F$ und $A_r F'$ schneidet die Einflußlinie die Gerade $A_{r-1} A_r$. Jedem Angriffspunkte der Last G entsprechen zwei Punkte V und W , welche stets ausserhalb der Fixpunkte liegen und Wendepunkte der elastischen Linie werden. Für eine Einzellast in A_{r-1} fällt W mit

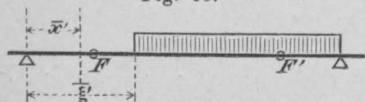
Fig. 62.



F' , V mit A_{r-1} zusammen, für eine Einzellast in A_r decken sich V und F , ferner W und A_r . Die Fixpunkte sind ideelle Wendepunkte der elastischen Linie für die Lage der Einzellast über der Stütze.

Bequemer ist es, für eine gegebene partielle Belastung, d. i. für einen gegebenen

Fig. 63.



Lastscheidepunkt, also für den gegebenen Wert ξ' , den zugehörigen Wert x' zu finden, für welchen das durch partielle Belastung des fraglichen Feldes mögliche negative Maximalmoment entsteht.

Man setze in den Klammerausdruck von Gleichung 112 $\xi' = \bar{\xi}'$, ferner $x' = \bar{x}'$ und löse den gleich Null gesetzten Klammerausdruck nach \bar{x}' auf. Man erhält:

$$\bar{x}' = \frac{i(2l_r - 3k - \bar{\xi}') \cdot \bar{\xi}'}{m l_r^2 + (2i - k) \cdot l_r \cdot \bar{\xi}' - (i + k) \cdot \bar{\xi}'^2} \cdot l_r \quad 114.$$

Das größte positive Moment, welches in einem Punkte C möglich ist, erhält man, wenn man vom Momente, welches in C bei totaler Belastung entsteht, das negative Maximalmoment algebraisch subtrahiert. Näheres in dem weiter unten stehenden Beispiele.

Transversalkräfte. Bedeuten (Fig. 64) M' und M'' die Normalmomente über der linken bzw. rechten Stütze eines beliebig belasteten Feldes l , so ist die Transversalkraft für einen Querschnitt C im Abstände x von der linken Stütze

Fig. 64.

$$R_x = \bar{R}_x + \frac{M'' - M'}{l},$$

wenn \bar{R}_x die bei freier Auflagerung entstehende Transversalkraft bezeichnet.

Für alle Querschnitte eines unbelasteten Feldes ist die Transversalkraft konstant. Liegt das fragliche Feld links von dem allein belastet gedachten, so ist in ihm die Querkraft positiv oder negativ, je nachdem es von letzterem durch eine

ungerade oder eine gerade Anzahl unbelasteter Spannweiten getrennt ist; umgekehrt, wenn sich das untersuchte Feld rechts von dem belasteten Trägereile befindet. Beachtet man diesen Umstand und bedenkt ferner, daß in irgend einem Querschnitte jede links von demselben auf dem betreffenden Felde stehende Einzellast eine negative, jede rechts liegende eine positive Transversalkraft hervorruft, so gelangt man sofort zu der Regel: Die Transversalkraft in einem Querschnitte wird zum positiven oder negativen Maximum, wenn in dem untersuchten Felde die Belastung vom betreffenden Querschnitte bis zur rechten bzw. linken Stütze sich erstreckt und die übrigen Felder derart abwechselnd belastet sind, daß an den belasteten Teil des untersuchten Feldes ein unbelastetes und an den unbelasteten ein belastetes Feld stößt. Diese Anordnung der Last ist zugleich jene, welche in einem nach der oben angegebenen Methode leicht ermittelbaren Punkte des fraglichen Feldes das Maximum des Momentes erzeugt.

Beispiel, die rechnungsmäßige Ermittlung der äußeren Kräfte eines kontinuierlichen Trägers mittels der Methode der Normalmomente betreffend.

a. Konstanter Querschnitt.

Es sei ein Träger mit den Felderlängen $l_1 l_2 l_3$ gegeben, wobei $l_2 = l = 50$ m, $l_1 = l_3 = 0,8 l = 40$ m. Die in Betracht zu ziehende Last f. d. lfd. m sei für das Eigengewicht p , für die zufällige Last q , vergl. T. V, F. 7 bis 14.

Die beiden Momentengleichungen unbelasteter Felder liefern:

$$\begin{aligned} \frac{1}{6} (2l_1 + 2l_2) M_1 + \frac{l_2}{6} M_2 &= 0 \quad \dots \dots \dots \alpha. \\ \frac{l_2}{6} M_1 + \frac{1}{6} (2l_2 + 2l_3) M_2 + \frac{l_3}{6} M_3 &= 0 \quad \dots \dots \dots \beta. \end{aligned}$$

worin M_3 eine fiktive Grösse.

Aus α . findet sich unter Beachtung der gegebenen Felderverhältnisse $\frac{M_1}{M_2} = \mu_2 = 0,278$. Führt man diesen Wert in die Gleichung β . ein, so findet man $\frac{M_2}{M_3} = \mu_3 = 0,241$.

Daraus ergibt sich sofort in Bezug auf T. V, F. 7 $\frac{B F_2'}{F_2' C} = 0,278$ und $\frac{C F_3}{F_3 D} = 0,241$.

Es lassen sich somit die Punkte F_2' und F_3 , sowie die ihnen symmetrisch liegenden F_2 und F_1' bestimmen. Man erhält

$$A F_1' = 32,23 \text{ m}; \quad F_1' B = 7,77 \text{ m}; \quad B F_2 = 10,87 \text{ m}; \quad F_2 F_2' = 28,26 \text{ m}; \quad F_2' C = 10,87 \text{ m}.$$

Bei Ermittlung der gefährlichsten Laststellungen untersuche man zunächst den Einfluß einer Belastung des Feldes, in welchem der jeweilige Querschnitt liegt, und beachte im weiteren die auf S. 316 angegebene Regel. Für die Punkte 1, 2, 3, 5, 6 (T. V, F. 9) und die ihnen symmetrisch liegenden 11, 10, 9, 7, 6 ist die totale Belastung des fraglichen Feldes die bezüglich der positiven Momente ungünstigste, während partielle Belastungen für die Maximalmomente in noch zu bestimmenden Punkten V und W maßgebend erscheinen. Den Punkt 5 als Lastscheidepunkt auffassend, erhält man aus Gl. 114:

$$B V_5 = \frac{10,87 (2 \cdot 50 - 3 \cdot 10,87 - 12,5) \cdot 12,5}{28,26 \cdot 50^2 + (2 \cdot 10,87 - 10,87) \cdot 50 \cdot 12,5 - (10,87 + 10,87) \cdot 12,5^2} \cdot 50 \text{ m} = 5,035 \text{ m}$$

und analog $W_5 C = 10,075 \text{ m}$. Ebenso rechnen sich:

$$A W_1 = 32,628 \text{ m}; \quad A W_2 = 33,876 \text{ m}; \quad A W_3 = 36,184 \text{ m};$$

$$B V_5 = 5,035 \text{ m}; \quad B V_6 = 8,155 \text{ m}; \quad B V_7 = 10,075 \text{ m}.$$

Der Index bezeichnet den Lastscheidepunkt.

Um das grösste negative Moment in einem der Punkte V bzw. W zu erhalten, muß man den Teil des Feldes von dem zugehörigen Lastscheidepunkt bis zur rechten bzw. linken Stütze belasten; umgekehrt für das positive Moment.

Die von 5 bis C reichende Belastung von q t f. d. lfd. m würde bei freier Auflagerung des zweiten Feldes in V_5 das Moment $\bar{M} = \frac{q \cdot 37,5 \cdot 18,75}{50} \cdot 5,035 \text{ mt} = 70,814 \cdot q \text{ mt}$ erzeugen. Die beim kontinuierlichen Träger entstehenden Stützenmomente ergeben sich aus den Gleichungen 108 und 109, in welchen nach Gl. 104^a:

$$\mathcal{N}_2' = \frac{q \cdot 37,5^2}{24 \cdot 50} (2 \cdot 50^2 - 37,5^2) = 4211,156 q,$$

$$\text{nach Gleichung 105^a:} \quad \mathcal{N}_2'' = \frac{q \cdot 37,5^2}{24 \cdot 50} (2 \cdot 50 - 37,5)^2 = 4577,344 q.$$

Es wird

$$M_1 = \frac{10,87}{\frac{50}{6} \cdot 28,26 \cdot 50} [(10,87 + 28,26) 4211,156 - 10,87 \cdot 4577,344] \cdot q \text{ mt} = 106,181 \cdot q \text{ mt},$$

$$M_2 = \frac{10,87}{\frac{50}{6} \cdot 28,26 \cdot 50} [(10,87 + 28,26) 4577,344 - 10,87 \cdot 4211,156] \cdot q \text{ mt} = 123,082 \cdot q \text{ mt}.$$

Der Einfluß der Continuität auf das Moment in V_5 ist durch

$$\left(\frac{44,965}{50} \cdot 106,181 + \frac{5,035}{50} \cdot 123,082 \right) \cdot q \text{ mt} = 107,883 \cdot q \text{ mt}$$

gegeben, sodaß ein Moment von $(70,814 - 107,883) \cdot q \text{ mt} = -37,069 \cdot q \text{ mt}$ sich ergibt. In derselben Weise sind für sämtliche Punkte V und W die durch die gefährlichste Belastung des jeweiligen Feldes erzeugten Maximalmomente gerechnet und in Tabelle VI, S. 318 u. 319 zusammengestellt.

Die bei totaler Belastung eines einzelnen Feldes entstehenden Momente (Tabelle VII) werden erhalten, wenn man die Momente \bar{M} rechnet, welche entstehen würden, wenn sich über der fraglichen Öffnung ein frei aufliegender Träger befände, hierauf unter Benutzung der Gleichungen 106, 108 und 109 die Stützenmomente bestimmt und die so gefundenen Werte in die Gleichungen 95 und 96 einführt.

Durch Addition der positiven bzw. der negativen Beitragsmomente, welche in den untersuchten Querschnitten durch die gefährlichsten Belastungen der einzelnen Felder entstehen, gelangt man zu den grössten Werten der positiven bzw. negativen Momente für die zufällige Last (Tabelle VIII); analog ergeben sich auch die Momente für das Eigengewicht.

Tabelle VI.
Erstes Feld. Positive Momente.

Punkt	Belastete Strecke	M_1	\bar{M}	$\frac{x'}{l_1} M_1$	M_x
W_1	1 B = 30 m	— 84,871	+ 111,051	— 69,229	+ 41,822
W_2	2 B = 20 m	— 54,317	+ 73,108	— 46,001	+ 27,107
W_3	3 B = 10 m	— 18,483	+ 26,109	— 16,730	+ 9,389
		. q mt	. q mt	. q mt	. q mt

Negative Momente.

Punkt	Belastete Strecke	M_1	\bar{M}	$\frac{x'}{l} M_1$	M
W_1	A 1 = 10 m	— 11,693	+ 9,235	— 9,538	— 0,303
W_2	A 2 = 20 m	— 42,247	+ 32,639	— 35,779	— 3,140
W_3	A 3 = 30 m	— 78,081	+ 48,840	— 70,632	— 21,792
		. q mt	. q mt	. q mt	. q mt

Tabelle VII.

Punkt	Totale Belastung bloß des 1. Feldes			Totale Belastung bloß des 2. Feldes		
	\bar{M}	$\frac{x''_r}{l_r} M_{r-1} + \frac{x'_r}{l_r} M_r$	M_x	\bar{M}	$\frac{x''_r}{l_r} M_{r-1} + \frac{x'_r}{l_r} M_r$	M_x
A	0	0	0	0	0	0
1	+ 150	— 24,133	+ 125,867	0	— 33,993	— 33,993
2	+ 200	— 48,266	+ 151,734	0	— 67,986	— 67,986
3	+ 150	— 72,399	+ 77,601	0	— 101,979	— 101,979
F'_1	+ 125,220	— 77,781	+ 47,439	0	— 109,477	— 109,477
W_1	+ 120,260	— 78,741	+ 41,519	0	— 110,829	— 110,829
W_2	+ 103,720	— 80,753	+ 22,967	0	— 115,068	— 115,068
W_3	+ 69,040	— 81,443	— 12,403	0	— 122,908	— 122,908
B	0	— 96,533	— 96,533	0	— 135,870	— 135,870
V_5	0	— 84,112	— 84,112	+ 113,219	— 135,870	— 22,651
V_6	0	— 76,415	— 76,415	+ 170,625	— 135,870	+ 34,755
V_7	0	— 71,678	— 71,678	+ 201,125	— 135,870	+ 65,255
F_2	0	— 69,717	— 69,717	+ 212,656	— 135,870	+ 76,786
5	0	— 65,696	— 65,696	+ 234,375	— 135,870	+ 98,505
6	0	— 34,859	— 34,859	+ 312,500	— 135,870	+ 176,630
7	0	— 4,021	— 4,021	+ 234,375	— 135,870	+ 98,505
F'_2	0	0	0	+ 212,656	— 135,870	+ 76,786
W_5	0	+ 1,961	+ 1,961	+ 201,125	— 135,870	+ 65,255
W_6	0	+ 6,700	+ 6,700	+ 170,625	— 135,870	+ 34,755
W_7	0	+ 14,395	+ 14,395	+ 113,219	— 135,870	— 22,651
C	0	+ 26,816	+ 26,816	0	— 135,870	— 135,870
V_9	0	+ 24,258	+ 24,258	0	— 122,908	— 122,908
V_{10}	0	+ 22,708	+ 22,708	0	— 115,068	— 115,068
V_{11}	0	+ 21,874	+ 21,874	0	— 110,829	— 110,829
F_3	0	+ 21,607	+ 21,607	0	— 109,477	— 109,477
9	0	+ 20,112	+ 20,112	0	— 101,979	— 101,979
10	0	+ 13,408	+ 13,408	0	— 67,986	— 67,986
11	0	+ 6,704	+ 6,704	0	— 33,993	— 33,993
D	0	0	0	0	0	0
	. q mt	. q mt	. q mt	. q mt	. q mt	. q mt

Tabelle VI.
Zweites Feld. Positive Momente.

Punkt	Belastete Strecke	M_1	M_2	\bar{M}	$\frac{x''}{l_2} M_1 + \frac{x'}{l_2} M_2$	M_x
V_5	$B5 = 12,5 \text{ m}$	— 29,679	— 12,778	+ 42,395	— 27,977	+ 14,418
V_6	$B6 = 25 \text{ m}$	— 82,953	— 52,907	+ 119,654	— 79,100	+ 40,554
V_7	$B7 = 37,5 \text{ m}$	— 123,082	— 106,181	+ 153,380	— 119,676	+ 65,704
		. q mt	. q mt	. q mt	. q mt	. q mt

Negative Momente.

Punkt	Belastete Strecke	M_1	M_2	\bar{M}	$\frac{x''}{l_2} M_1 + \frac{x'}{l_2} M_2$	M_x
V_5	$5 C = 37,5 \text{ m}$	— 106,181	— 123,082	+ 70,814	— 107,883	— 37,069
V_6	$6 C = 25 \text{ m}$	— 52,907	— 82,953	+ 53,668	— 59,467	— 5,799
V_7	$7 C = 12,5 \text{ m}$	— 12,778	— 29,679	+ 15,734	— 16,183	— 0,449
		. q mt	. q mt	. q mt	. q mt	. q mt

Tabelle VIII.

Punkt	Positive Maximalmomente		Negative Maximalmomente		Momente bei totaler gleichförmiger Belastung M_g
	Belastete Strecken	+ M_{\max}	Belastete Strecken	— M_{\max}	
A	—	0	—	0	0
1	AB und CD	+ 132,571	BC	— 33,993	+ 98,578
2	AB " CD	+ 165,142	BC	— 67,986	+ 97,156
3	AB " CD	+ 97,713	BC	— 101,979	— 4,266
F'_1	AB " CD	+ 69,046	BC	— 109,477	— 40,431
W_1	1 B " CD	+ 63,696	A1 und BC	— 111,132	— 47,436
W_2	2 B " CD	+ 49,815	A2 " BC	— 118,208	— 69,393
W_3	3 B " CD	+ 33,647	A3 " BC	— 144,700	— 111,053
B	CD	+ 26,816	AB " BC	— 232,403	— 205,587
V_5	B5 und CD	+ 28,813	AB " 5 C	— 121,181	— 92,368
V_6	B6 " CD	+ 47,254	AB " 6 C	— 82,214	— 34,960
V_7	B7 " CD	+ 67,665	AB " 7 C	— 72,127	— 4,462
F'_2	BC	+ 76,786	AB " CD	— 69,717	+ 7,069
5	BC	+ 98,505	AB " CD	— 69,717	+ 28,788
6	BC	+ 176,630	AB " CD	— 69,717	+ 106,913
7	BC	+ 98,505	AB " CD	— 69,717	+ 28,788
F'_2	BC	+ 76,786	AB " CD	— 69,717	+ 7,069
W_5	AB und 5 C	+ 67,665	B5 " CD	— 72,127	— 4,462
W_6	AB " 6 C	+ 47,254	B6 " CD	— 82,214	— 34,960
W_7	AB " 7 C	+ 28,813	B7 " CD	— 121,181	— 92,368
C	AB	+ 26,816	BC " CD	— 232,403	— 205,587
V_9	AB und C9	+ 33,647	BC " 9 D	— 144,700	— 111,053
V_{10}	AB " C10	+ 49,815	BC " 10 D	— 118,208	— 69,393
V_{11}	AB " C11	+ 63,696	BC " 11 D	— 111,132	— 47,436
F'_3	AB " CD	+ 69,046	BC	— 109,477	— 40,431
9	AB " CD	+ 97,713	BC	— 101,979	— 4,266
10	AB " CD	+ 165,142	BC	— 67,986	+ 97,156
11	AB " CD	+ 132,571	BC	— 33,993	+ 98,578
D	—	0	—	0	0
		. q mt		. q mt	. q mt

Setzt man die Verkehrslast f. d. lfd. m $q = 5,3 \text{ t}$ und das Eigengewicht f. d. lfd. m $p = 2,5 \text{ t}$ (beides bezogen auf die ganze Brücke), so erhält man

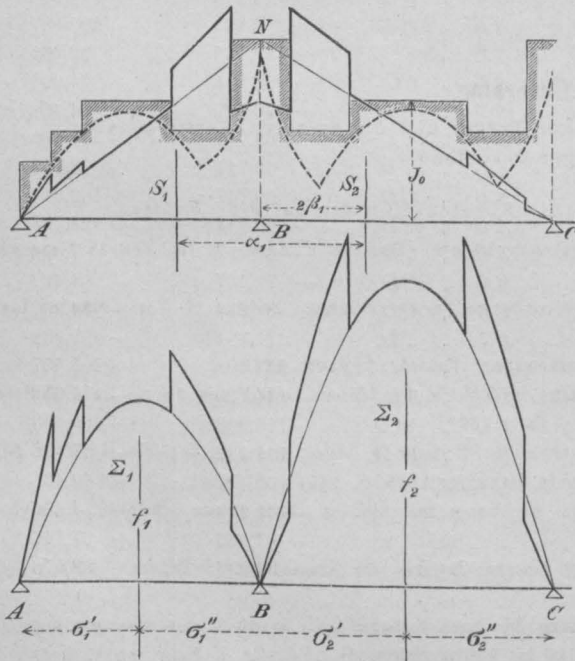
Tabelle IX.

Punkt	M_p	$+ M_{q \max}$	$+ M_{q \max} + M_p$	$- M_{q \max}$	$- M_{q \max} + M_p$
A und D	0	0	0	0	0
1 " 11	+ 246,445	+ 702,626	+ 949,071	- 180,163	+ 66,282
2 " 10	+ 242,890	+ 875,253	+ 1118,143	- 360,326	- 117,436
3 " 9	- 10,665	+ 517,879	+ 507,214	- 540,489	- 551,154
F'_1 " F_3	- 101,078	+ 365,944	+ 264,866	- 580,228	- 681,306
W_1 " V_{11}	- 118,590	+ 337,589	+ 218,999	- 589,000	- 707,590
W_2 " V_{10}	- 173,483	+ 264,020	+ 90,537	- 594,702	- 768,185
W_3 " V_9	- 277,633	+ 178,329	- 99,304	- 766,910	- 1044,543
B " C	- 513,968	+ 142,125	- 371,843	- 1231,736	- 1745,704
V_5 " W_7	- 203,920	+ 152,709	- 51,211	- 642,359	- 846,279
V_6 " W_6	- 87,400	+ 250,446	+ 163,046	- 435,734	- 523,134
V_7 " W_5	- 11,155	+ 358,625	+ 347,470	- 382,273	- 393,428
F'_2 " F'_2	+ 17,673	+ 406,966	+ 424,639	- 369,500	- 351,827
5 " 7	+ 71,970	+ 522,077	+ 594,047	- 369,500	- 297,530
6	+ 267,283	+ 936,139	+ 1203,422	- 369,500	- 102,217
	mt	mt	mt	mt	mt

b. Veränderlicher Querschnitt.

In Fig. 64 a erscheint in jedem Punkte das im vorigen Beispiele ermittelte größte Moment, gleichgültig ob positiv oder negativ, als Ordinate aufgetragen. Die so erhaltene Kurve kann, konstante zulässige Inanspruchnahme und konstante Trägerhöhe vorausgesetzt, als Kurve der erforderlichen Trägheitsmomente angesehen werden, während die Darstellung der Trägheitsmomente des ausgeführten, nach Vielfachen von 5 m sprungsweise geänderten Querschnittes, die in der Figur durch Schraffierung hervorgehobene stufenförmige Linie liefert. Als mittlerer Wert des Trägheitsmomentes wird im folgenden der mit J_0 bezeichnete angenommen.

Fig. 64 a.



förmige Linie liefert. Als mittlerer Wert des Trägheitsmomentes wird im folgenden der mit J_0 bezeichnete angenommen.

Zum Zwecke der Bestimmung der Größen α und β trage man auf der Vertikalen durch B die willkürliche Strecke BN auf und leite aus den Dreiecken ABN und BCN durch Reduktion der einzelnen Ordinaten nach dem jeweiligen Verhältnisse $J_0:J$ die durch kräftige Linien begrenzten, verzerrten Flächen ab und bestimme deren vertikale Schwerlinien S_1 u. S_2 . Es ergibt sich $\alpha_1 = 31,38 \text{ m}$, $\beta_1 = 9,33 \text{ m}$.

Die Berechnung des Trägers mit veränderlichem Querschnitte ist nun bei gegebener Belastung so durchzuführen, daß man zuerst die einfachen Momentenflächen zeichnet, aus diesen die verzerrten Momentenflächen ableitet und die Schwerlinien Σ_1 und Σ_2 derselben ermittelt.

Totale gleichförmig verteilte Belastung von 1 t für die laufende Einheit. Die einfachen Momentenflächen sind Parabelabschnitte, daher auch die verzerrten Momentenflächen von Parabelstücken begrenzt.

Da der Längenmaßstab 1 cm = 12,5 m und der Momentenmaßstab 1 cm = 83,25 mt angewendet wurde, so bedeutet 1 qcm der Momentenflächen f 1041 qmt. Es ist

$$\begin{aligned} f_1 &= 5,82 \text{ qcm} = 6059 \text{ qmt}, \\ f_2 &= 11,5 \text{ qcm} = 11972 \text{ qmt}. \end{aligned}$$

Zur Bestimmung der Stützmomente genügt, da wegen der vollkommenen Symmetrie $M_1 = M_2$, eine einzige Gleichung der Form 98, welche in unserem Falle lautet:

$$\alpha_1 M_1 + \beta_1 M_1 = \mathfrak{N}'_1 + \mathfrak{N}'_2$$

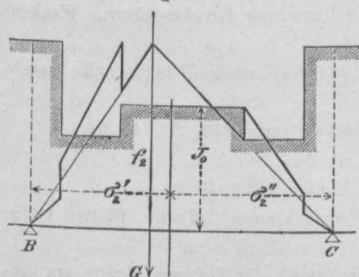
oder:

$$(31,38 + 9,33) M_1 = \frac{f_1 \cdot \sigma'_1}{l_1} + \frac{f_2 \cdot \sigma'_2}{l_2} = \frac{6059 \cdot 19,5}{40} + \frac{11972 \cdot 25}{50},$$

woraus $M_1 = 219,566 \text{ mt}$, während bei konstantem Querschnitte $M_1 = 205,587 \text{ mt}$ sich ergab.

Für eine Einzellast $G = 1 \text{ t}$ innerhalb des zweiten Feldes, 20 m von B entfernt (Fig. 64b), ergibt sich an der Lastangriffsstelle ein Moment von 12 mt, welches durch 2,4 cm dargestellt erscheint, während der Längenmaßstab 1 cm = 12,5 m beibehalten ist. Da somit 1 qcm der Momentenfläche 62,5 qmt bedeutet, so ist $f_2 = 5,31 \text{ qcm} = 332 \text{ qmt}$. Die Schwerpunktsabstände dieser verzerrten Momentenfläche von B und C betragen 23,5 bzw. 26,5 m.

Fig. 64b.



Mit Rücksicht auf die Symmetrie des Trägers schreiben sich die Gleichungen zur Berechnung von M_1 und M_2 :

$$\alpha_1 M_1 + \beta_1 M_2 = \mathfrak{N}'_2, \quad \beta_1 M_1 + \alpha_1 M_2 = \mathfrak{N}'_2,$$

worin

$$\alpha_1 = 31,38 \text{ m}; \quad \beta_1 = 9,33 \text{ m}.$$

$$\mathfrak{N}'_2 = \frac{f_2 \cdot \sigma'_2}{l_2} = 0,53 \times 332 = 175,96 \text{ qmt},$$

$$\mathfrak{N}'_2 = \frac{f_2 \cdot \sigma'_2}{l_2} = 0,47 \times 332 = 156,04 \text{ qmt}.$$

Es ergibt sich $M_1 = 4,429 \text{ mt}$, $M_2 = 3,626 \text{ mt}$, bei konstantem Querschnitte dagegen $M_1 = 4,375 \text{ mt}$, $M_2 = 3,452 \text{ mt}$.

Die Theorie des kontinuierlichen Trägers findet wichtige Anwendungen bei der Berechnung der Hauptträger der Drehbrücken und anderer beweglichen Brücken. Hierüber ist das XI. Kapitel, insbesondere der betreffende Anhang (S. 151 der dritten Abteilung) zu vergleichen.

Litteratur,

die allgemeine Theorie vollwandiger Träger und die äußeren Kräfte gerader Träger betreffend.

a. Allgemeine Belastungsgesetze. Konstruktion der äußeren Kräfte.

Mohr. Beitrag zur Theorie der Holz- und Eisenkonstruktionen. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1860 u. 1868.

Vojácék. Graphische Bestimmung der Biegemomente an kurzen Trägern. Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1868, S. 503.

Schäffer. Hilfssätze zur Berechnung der Fachwerkträger. Zeitschr. f. Bauw. 1870.

Leygne. Étude sur les surcharges à considérer dans les calculs des tabliers métalliques d'après les conditions générales d'exploitation des chemins de fer. Paris 1871.

Löwe. Über die variable Belastung der Eisenbahnbrücken. Zeitschr. d. bayer. Arch.- u. Ing.-Ver. 1874, S. 33, 43 (s. auch Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1875, S. 140).

Weyrauch. Die Maximalmomente einfacher Träger bei festen und mobilen Lastsystemen. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1875, S. 467.

Schuster. Bestimmung der Maximalmomente von Eisenbahnbrücken für konzentrierte Belastung. Zeitschr. f. Bauw. 1875, S. 99.

Heinzerling. Belastungsäquivalente zur Bestimmung der durch fortschreitende Eisenbahnzüge erzeugten größten Vertikalscheerkräfte in Brückenträgern mit 10 bis 150 m Stützweite. Zeitschr. f. Bauw. 1875, S. 509.

- Heinzerling. Die angreifenden und widerstehenden Kräfte der Brücken- und Hochbaukonstruktionen. Berlin 1876.
- Schäffer. Vergleich der Brückenbelastungen durch Lokomotivzüge mit gleichförmigen Belastungen. Deutsche Bauz. 1876, S. 348.
- Schäffer. Belastungsgesetze für den Balken auf zwei Stützpunkten. Zeitschr. f. Bauw. 1877, S. 523.
- Ritter. Die zufällige Belastung bei Eisenbahnbrücken. Rigaer Ind.-Ztg. 1877, S. 61.
- Wittmann, W. Die graphische Bestimmung der Maximalmomente einfacher Träger. München (Separatdruck) 1877.
- Kleitz. Sur la substitution, dans les calculs de stabilité de travées métalliques supportant de voies de terre, de surcharges uniformément réparties à celles qui résultent du passage des plus lourdes voitures. Ann. des ponts et chaussées XIV, 1877, S. 549—560 (s. auch Ann. des ponts et chaussées 1877, I. Sem., S. 21—45).
- Stahl. Die Maximalmomentenkurve eines mobilen Lastsystems. Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1877, S. 7—12.
- Zimmermann. Das Momentenschema, ein Hilfsmittel zur Abkürzung der statischen Berechnung von Brückenträgern. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1877, S. 61—76.
- Bresse. Die Belastungsgesetze für den einfachen Balken, speziell für vollwandige Träger. Ann. des ponts et chaussées 1877, II. S. 320—318.
- Brik, J. E. Beitrag zur Berechnung der Balkenträger. Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1878, S. 31 bis 35, 62 bis 72.
- Solin. Analytische Bestimmung des absoluten Maximalmomentes einfacher vollwandiger Brückenträger. Wochenschrift d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1878, S. 217—218.
- Gaetani. Dei sopracarichi uniformemente distribuiti da considerarsi nel calcolo degli iforzi di taglio nelle travate metalliche per ferrovie. Giorn. gen. civ. 1879, S. 302.
- Lachner. Beitrag zur graphischen Berechnung von Brückenträgern. Deutsche Bauz. 1879, S. 64—66.
- Greve. Graphische Berechnung der Brückenträger. Deutsche Bauz. 1879, S. 288.
- Alexander, T. Biegemomente einfacher Träger mit voller Wandung. Engng. 1879, S. 33.
- Steiner, F. Die Parabelschablone als Hilfsmittel bei graphostatischen Konstruktionen. Techn. Blätter 1879, S. 233—234.
- Baldermann, O. Die graphische Integration und ihre Anwendung auf die Statik der äußeren Kräfte am einfachen Balken. Allg. Bauz. 1881.
- Stelzel. Über gefährlichste Belastung einfacher Träger. Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1878, S. 64.
- Winkler. Über die Belastungsgleichwerte der Brücken. Centralbl. d. Bauverw. 1884, S. 460. Auch: Festschrift der Techn. Hochschule zu Berlin.
- Fleck. Die Beanspruchung von Fachwerkträgern durch wagerechte Kräfte in der Trägerebene. Centralbl. d. Bauverw. 1886, S. 502.
- Schwarz. Die Beanspruchung von Fachwerkträgern durch wagerechte Kräfte in der Trägerebene. Centralbl. d. Bauverw. 1887, S. 80.
- Seipp. Berechnung auf Doppelbiegung beanspruchter Träger. Centralbl. d. Bauverw. 1887, S. 393, 432.
- Landsberg. Stellvertretende gleichmäßig verteilte Belastung für die Ermittlung der Querkkräfte bei Brücken. Centralbl. d. Bauverw. 1888, S. 190.
- Zaleski. Berechnung der Durchbiegungen von Trägern mit wechselnden Querschnitten. Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1886, S. 165.
- Steiner. Die Grundgesetze der Formänderung elastischer Körper und ihre Anwendung in der Baumechanik. Wochenschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1889, S. 177 (Erweiterungen des auf S. 265 abgeleiteten Satzes).

b. Kontinuierliche Träger.

- Clapeyron. Calcul d'une poutre élastique reposant librement sur des appuis inégalement exposés. Comptes rendus 1857.
- Kontinuierliche Brückenträger. Civiling. 1860.
- Winkler. Beiträge zur Theorie der kontinuierlichen Brückenträger. Civiling. 1862.
- Culmann. Der kontinuierliche Balken 1866.
- Schmidt, H. Über die Bestimmung der äußeren auf ein Brückensystem wirkenden Kräfte. Allg. Bauz. 1866.
- Albarét. Étude des ponts métalliques à poutres droites reposant sur plus de deux appuis. Ann. des ponts et chaussées 1866.
- Renaudot. Mémoire sur le calcul et la contrôle de la résistance des poutres droites à plusieurs travées. Ann. des ponts et chaussées 1866.

- Mohr. Beitrag zur Theorie der Holz- und Eisenkonstruktionen. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1868, S. 19; daselbst 1870, S. 41.
- Schmidt, H. Betrachtungen über Brückenträger, welche auf zwei und mehr Stützpunkten frei aufliegen, sowie über den Einfluß der ungleichen Höhenlage der Stützpunkte. Allg. Bauz. 1868.
- Fränkel. Über die ungünstigste Stellung eines Systemes von Einzellasten auf Trägern über eine und über zwei Öffnungen, speziell auf Trägern von Drehscheiben. Civiling. 1868.
- Ritter, W. Die elastische Linie und ihre Anwendung auf den kontinuierlichen Balken. Zürich 1871.
- Pierre. Note sur l'application sur laquelle on peut compter dans la méthode actuelle de calcul des ponts à plusieurs travées. Ann. des ponts et chaussées 1871.
- Lippich. Theorie des kontinuierlichen Trägers konstanten Querschnittes. Allg. Bauz. 1871.
- Weyrauch. Allgemeine Theorie der kontinuierlichen und einfachen Träger. Leipzig 1873.
- Solin. Geometrische Theorie der kontinuierlichen Träger. Mitteil. des Arch.- u. Ing.-Ver. in Böhmen 1873 und 1874.
- Schlöper, H. Über kontinuierliche Träger von konstantem Querschnitt mit ungleichförmiger Belastung. Deutsche Bauz. 1874.
- Greene, Ch. E. Graphical method for the analysis of bridge trusses extended to continuous girders and draw span. New-York 1875.
- Gaudard. Influence des dénivellations d'appuis dans les ponts à plusieurs travées solidaires. Ann. du génie civil 1875, S. 471.
- Vorrichtung zum Abwiegen der Auflagerdrücke kontinuierlicher Träger. Tijdschrift van het kon. inst. v. ing. 1875—1876, S. 327.
- Schäffer. Belastungsgesetze für den geraden stabförmigen Körper von konstantem Querschnitt. Zeitschr. f. Bauw. 1876.
- Kleitz. Theorie der kontinuierlichen Träger mit variablem Querschnitt der Gurten. Ann. des ponts et chaussées 1876, I. S. 115.
- Bender, Ch. Application of the theory of continuous girders to economy in bridge building. Transact. of the americ. soc. of civ. eng. Vol. V, 1876, S. 147.
- Böhlke. Beitrag zur Theorie der kontinuierlichen Träger. Deutsche Bauz. 1877, S. 96—97, 114—115, 122—124.
- Steiner, F. Einfluß der Temperatur auf kontinuierliche Träger. Wochenschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1877, No. 50.
- Fidler, C. Neue Ermittlung der Momente kontinuierlicher Träger. Engng. 1878, S. 6—7, 71, 128—129.
- Krohn, R. Einfluß der Querträger auf kontinuierliche Balken. Allg. Bauz. 1879, S. 24—29, 39—43. (Vergl. hierzu: Steiner, F. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1879, S. 584.)
- Weyrauch, J. Temperatur-Einflüsse bei kontinuierlichen Trägern. Zeitschr. f. Baukunde 1879, S. 437.
- Schleck. Berechnung eines kontinuierlichen Trägers von fünf Öffnungen nach Lippich's Methode. Allg. Bauz. 1880, S. 68—75.
- Krohn, R. Berechnung kontinuierlicher Fachwerksträger auf Grund der Deformation der einzelnen Fachwerkstäbe. Civiling. 1880, S. 583—594.
- Rytir. Der kontinuierliche Balken. Allg. Bauz. 1882, S. 37.
- Stelzel. Grundzüge der graphischen Statik und deren Anwendung auf den kontinuierlichen Träger. Graz 1882.
- Landsberg. Beitrag zur graphischen Berechnung kontinuierlicher Träger. Centralbl. d. Bauverw. 1881, S. 164.
- Koenen. Abgekürztes Verfahren für die analytische Behandlung kontinuierlicher Balken. Centralbl. d. Bauverw. 1882, S. 190.
- Müller-Peterwitz. Einflußlinien für kontinuierliche Träger. Deutsche Bauz. 1888, S. 167.
- v. Leber. Die neue Brückenverordnung des österreichischen Handelsministeriums. Wien 1888.

D. Besondere Arten der Fachwerkträger.

1. Einfache Träger. Gerade Ober- und Untergurte.

§ 34. Parallel-Träger. Trapez-Träger.

Sind Ober- und Untergurt einander parallel, so wird in Fig. 24, Seite 236 $\gamma' = \gamma = \delta = 0$, $h = h' = h''$ und die daselbst und auf S. 237 gewonnenen Formeln 3, 4, 6, 7, 9 geben einfach

$$S_o = -\frac{M''}{h}; S_u = +\frac{M'}{h}; S_d = R \sec \alpha = (M'' - M') \frac{\operatorname{cosec} \alpha}{h}; S_v = -R'.$$

Die Inanspruchnahme der Gurte ist dem Momente direkt, der Höhe umgekehrt proportional. Die Gitterstab-Beanspruchung ist der Transversalkraft proportional. Im Anschluß hieran sind einige häufiger vorkommende Fälle etwas näher zu untersuchen:

1. Parallel-Träger. System des rechtwinkligen Dreieckes. Auf den Obergurt entfalle an Eigengewicht p_o , auf den Untergurt p_u , so findet man bei Benutzung der Bezeichnungen in Fig. 18, S. 231 nach Maßgabe des § 7 dieses Kapitels für

Bahn oben und Bahn unten folgendes:

Diagonalen $m' m+1$,
Ermittlung der Belastungsscheiden:

$$\xi'_{m' m+1} = \frac{n \cdot m}{n-1} a$$

$$\xi''_{m' m+1} = \frac{n(n-m-1)}{n-1} \cdot a.$$

Zieht man (Fig. 65, I) $o' B$, so werden die Diagonalen in Punkten geschnitten, welche in Vertikalen der Belastungsscheiden liegen. Die Richtigkeit ergibt sich aus dem Umstande, daß, $o' B$ als Trägerachse gedacht, das Fachwerk als eine den Einfluß-Polygonen projektivisch verwandte Figur betrachtet werden kann. Ferner wird

$$\sigma'_{m' m+1} = -\frac{m}{n} \sec \alpha$$

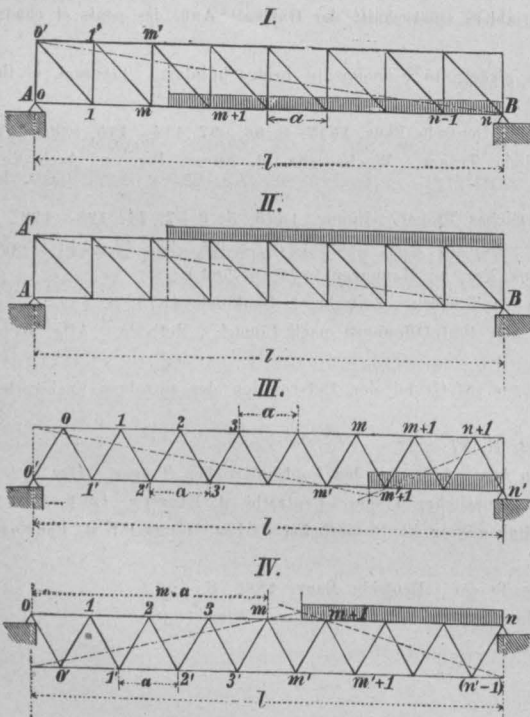
$$\sigma''_{m' m+1} = +\frac{n-m-1}{n} \sec \alpha.$$

Beanspruchung durch das Eigengewicht:

$$S'_{m' m+1} = \frac{p}{2} (\xi' \sigma' + \xi'' \sigma'') = (n-2m-1) \frac{ap}{2} \sec \alpha.$$

Bei gerader Anzahl der Felder werden infolge Wirkung des Eigengewichtes die rechtsfallenden Diagonalen in der linken Trägerhälfte gezogen, in der rechten Trägerhälfte gedrückt. Bei ungerader Anzahl der Felder ist die Inanspruchnahme der Diagonale des mittleren Feldes infolge der Wirkung des Eigengewichtes Null, in den zur

Fig. 65.



Linken liegenden Feldern werden die rechtsfallenden Diagonalen gezogen, in den rechts liegenden gedrückt.

Zufällige Last.

$$\max (+S''_{m'+1}) = \frac{q}{2} [\xi'' \cdot \sigma''] = + \frac{(n-m-1)^2}{(n-1)} \cdot \frac{qa}{2} \cdot \sec \alpha$$

$$\max (-S''_{m'+1}) = \frac{q}{2} [\xi' \sigma'] = - \frac{m^2}{n-1} \cdot \frac{qa}{2} \cdot \sec \alpha.$$

Durch die zufällige Last wird jede Diagonale sowohl gezogen als gedrückt.

Eigengewicht und zufällige Last.

$$\max (+S_{m'+1}) = \max (+S''_{m'+1}) + S'_{m'+1} = \left[(n-2m-1)p + \frac{(n-m-1)^2}{n-1} q \right] \frac{a \cdot \sec \alpha}{2}$$

$$\max (-S_{m'+1}) = \max (-S''_{m'+1}) + S'_{m'+1} = \left[(n-2m-1)p - \frac{m^2}{n-1} q \right] \frac{a \cdot \sec \alpha}{2}.$$

An dem Fachwerkträger lassen sich drei Teile unterscheiden, im ersten, woselbst

$$m < \frac{p}{q} \left\{ \sqrt{\frac{p+q}{p}} - 1 \right\} (n-1),$$

werden die rechtsfallenden Diagonalen nur gezogen; im zweiten, woselbst

$$m \begin{cases} > \frac{p}{q} \left\{ \sqrt{\frac{p+q}{p}} - 1 \right\} (n-1) \\ < \frac{p+q}{q} \left\{ 1 - \sqrt{\frac{p}{p+q}} \right\} (n-1), \end{cases}$$

findet in jeder Diagonale Zug und Druck statt; im dritten, woselbst

$$m > \frac{p+q}{q} \left\{ 1 - \sqrt{\frac{p}{p+q}} \right\} (n-1),$$

werden die rechtsfallenden Diagonalen nur gedrückt.

Ordnet man daher sogen. schlaife Diagonalen an, d. h. solche, welche keinen Druck aufzunehmen vermögen, so sind im mittleren Teile Gegendiagonalen anzubringen, im letzten die Diagonalen linksfallend anzuordnen.

Zufällige Last als System von Einzellasten. Die Ermittlung erfolgt nach der auf S. 220 angegebenen allgemeinen Methode, wobei man sich mit Vorteil des Momentenschemas bedienen wird.

Vertikalen. Hier ist zu unterscheiden, je nachdem die Last auf den Obergurt oder auf den Untergurt wirkt.

Lastübertragung am Obergurt. Vertikale m' m. Belastungsscheiden:

$$\xi'_m = \frac{n(m-1)}{n-1} \cdot a; \quad \xi''_m = \frac{n(n-m)}{n-1} \cdot a.$$

Die Werte sind identisch mit den für die Diagonale $m'-1$ m des vorhergehenden Feldes entfallenden Werten:

$$\sigma'_m = \frac{m-1}{n}; \quad \sigma''_m = - \frac{n-m}{n}.$$

Lastübertragung am Untergurt. Belastungsscheiden:

$$\xi'_m = \frac{n \cdot m}{n-1} \cdot a; \quad \xi''_m = \frac{n(n-m-1)}{n-1} \cdot a.$$

Die Werte sind identisch mit den für die Diagonale $m' m+1$ erhaltenen Werten

$$\sigma'_m = \frac{m}{n}; \quad \sigma''_m = - \frac{n-m-1}{n}.$$

Hieraus ergibt sich:

Beanspruchung durch das Eigengewicht:

$$S'_{m'm} = - [(n-2m-1)p + 2p_0] \frac{a}{2},$$

Die Formel gilt für die rechte Endvertikale nicht mehr. Die Beanspruchung dieser findet sich, wenn man den Gleichgewichtszustand des letzten Knotenpunktes, der mit $\frac{p_0 a}{2}$ belastet ist, für sich in Betracht zieht, mit

$$S'_{n'n} = - \frac{p_0 a}{2}.$$

Zufällige Last. Bahn oben

$$\max (+ S''_{mm'}) = \frac{(m-1)^2}{n-1} \cdot \frac{a q}{2}, \quad \max (- S''_{mm'}) = - \frac{(n-m)^2}{n-1} \cdot \frac{a q}{2}.$$

Bahn unten

$$\max (+ S''_{mm'}) = \frac{m^2}{n-1} \cdot \frac{a q}{2}, \quad \max (- S''_{mm'}) = - \frac{(n-m-1)^2}{n-1} \cdot \frac{a q}{2}.$$

Infolge alleiniger Wirkung der zufälligen Last wird jede Vertikale sowohl gezogen als auch gedrückt. Die Inanspruchnahme der Endvertikalen $n n'$ ist besonders zu bestimmen und beträgt bei Bahn oben $-\frac{a q}{2}$, bei Bahn unten 0.

Liegt die Bahn in der Mitte, so haben wir an jeder Vertikalen zwei Teile zu unterscheiden; für den unteren Teil zwischen Bahn und Untergurt ist die Bahn als am Obergurt, für den oberen Teil der Vertikalen zwischen Bahn und Obergurt ist die Last als am Untergurt liegend zu betrachten.

Für den Obergurt $m' m'+1$ wird:

$$\sigma = - \frac{(n-m-1)(m+1)a}{n \cdot h},$$

mithin ergibt sich für die Gurtspannung durch das Eigengewicht:

$$S'_{m'm'+1} = - (n-m-1)(m+1) \frac{a^2 p}{2 h}$$

und für die zufällige Last

$$S''_{m'm'+1} = - (n-m-1)(m+1) \frac{a^2 q}{2 h}.$$

Für den Untergurt $m m+1$ wird

$$\sigma = + \frac{(n-m)m \cdot a}{n \cdot h},$$

daher die Belastung durch das Eigengewicht:

$$S'_{mm+1} = + (n-m)m \frac{a^2 p}{2 h}$$

und die zufällige Last:

$$S''_{mm+1} = + (n-m)m \frac{a^2 q}{2 h}.$$

Das Maximum findet in beiden Fällen bei totaler Belastung, das Minimum bei Belastung durch das Eigengewicht allein statt. Die Lage der Bahn ist ohne Einfluß. Die Spannungen für den Obergurt im m ten und den Untergurt im $(m+1)$ ten Felde werden numerisch gleich.

Die Behandlung unter Zugrundelegung eines Systemes von Einzellasten zeigt das weiter unten folgende Beispiel.

2. Parallel-Träger mit Netzwerk. System des gleichschenkligen Dreiecks. Durch das Eigengewicht werden die gegen die Mitte zu fallenden Stäbe auf Zug, die gegen die Mitte zu ansteigenden auf Druck in Anspruch genommen. Die zufällige Last kann in jedem Stabe sowohl Zug als Druck hervorrufen. Wegen der Symmetrie der Anordnung genügt die Berechnung für eine Hälfte. Wir lassen die Formeln folgen.

Bahn oben (s. Fig. 65, IV). In den Knotenpunkten O' und $(n'-1)$ ist nur $\frac{1}{2} p_a a$ wirkend gedacht.

Rechtsfallende Diagonale $m m'$:

$$\begin{aligned} \max + S_{mm'} &= \frac{1}{2} [(n-2m-1)a(p_o + p_u) + ap_u] \sec \alpha + \frac{1}{2} \frac{(n-m-1)^2}{n-1} a q \sec \alpha, \\ \max - S_{mm'} &= \frac{1}{2} [(n-2m-1)a(p_o + p_u) + ap_u] \sec \alpha - \frac{1}{2} \frac{m^2}{n-1} a q \sec \alpha. \end{aligned}$$

Linksfallende Diagonale $m' m+1$:

$$\begin{aligned} \max - S_{m'm+1} &= -\frac{1}{2} [(n-2m-1)a(p_o + p_u) - ap_u] \sec \alpha - \frac{1}{2} \frac{(n-m-1)^2}{(n-1)} a q \sec \alpha, \\ \max + S_{m'm+1} &= -\frac{1}{2} [(n-2m-1)a(p_o + p_u) - ap_u] \sec \alpha + \frac{1}{2} \frac{m^2}{n-1} a q \sec \alpha. \end{aligned}$$

Für den Stab $0 0'$ gilt die obige Regel nicht mehr ganz genau, sondern es ist zu setzen:

$$\max + S_{00'} = \frac{1}{2} (n-1)a(p_o + p_u) \sec \alpha + \frac{1}{2} (n-1) a q \sec \alpha;$$

ebenso gilt für Stab $n'-1 n$ genauer

$$\max + S_{(n'-1)n} = +\frac{1}{2} (n-1)a(p_o + p_u) \sec \alpha + \frac{1}{2} (n-1) a q \sec \alpha.$$

Obergurte $m m+1$:

$$\max - S_{mm+1} = -\frac{1}{8} [(2m+1)(2n-2m-1)-1](p+q) \frac{a^2}{h}.$$

Die kleinste Druckbeanspruchung tritt für $q = 0$ ein.

Untergurte $m' m'+1$:

$$\max + S_{m'm'+1} = +\frac{1}{4} [2(m+1)(n-m-1)(q+p) - p_u] \frac{a^2}{h}.$$

Setzt man in den angeführten Formeln $q = 0$, so findet man die Beanspruchung durch das Eigengewicht allein, setzt man $p = 0$, so ergibt sich jene für die zufällige Last.

Bahn unten (s. Fig. 65, III). In den Knotenpunkten 0 und $n-1$ ist nur $\frac{1}{2} p_o a$ wirkend gedacht.

Rechtsfallender Stab $m m'+1$:

$$\begin{aligned} \max + S_{mm'+1} &= \frac{1}{2} \left[(n-2m-1)a(p_o + p_u) - ap_o + \frac{(n-m-1)^2}{n-1} a q \right] \sec \alpha, \\ \max - S_{mm'+1} &= \frac{1}{2} \left[(n-2m-1)a(p_o + p_u) - ap_o - \frac{m^2}{(n-1)} a q \right] \sec \alpha. \end{aligned}$$

Linksfallender Stab $m m'$:

$$\begin{aligned} \max - S_{mm'} &= -\frac{1}{2} \left[(n-2m-1)a(p_o + p_u) + ap_o + \frac{(n-m-1)^2}{n-1} a q \right] \sec \alpha, \\ \max + S_{mm'} &= -\frac{1}{2} \left[(n-2m-1)a(p_o + p_u) + ap_o - \frac{m^2}{n-1} a q \right] \sec \alpha. \end{aligned}$$

Für den Stab $0 0'$ ist die Formel nicht ganz genau, man erhält

$$\max - S_{00'} = -\frac{1}{2} [(n-1)a(p_o + p_u) + (n-1) a q] \sec \alpha.$$

Dieselbe Formel gilt für Stab $n-1 n'$.

Gurte $m m+1$:

$$\max - S_{mm+1} = -\frac{1}{4} [2(m+1)(n-m-1)(p+q) - p_o] \frac{a^2}{h}.$$

Die kleinste Druckspannung tritt für $q = 0$ ein.

Gurte $m' m'+1$:

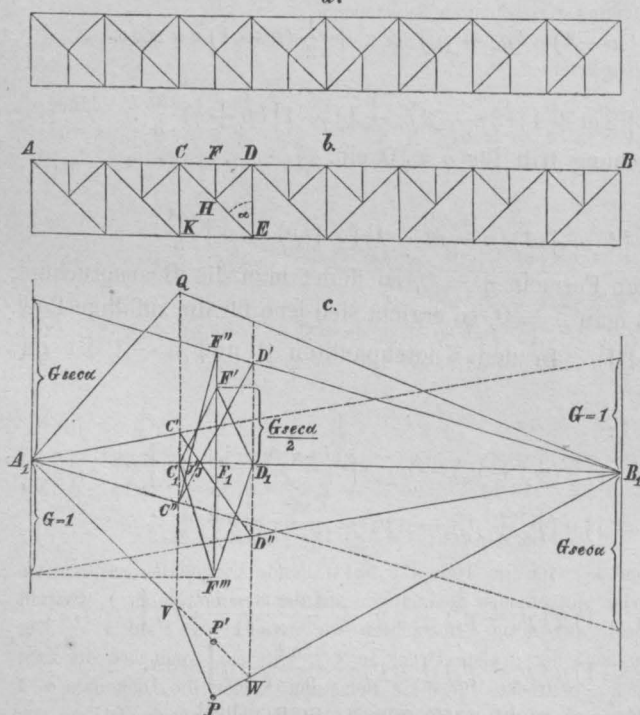
$$\max + S_{m'm'+1} = +\frac{1}{8} [(2m+1)(2n-2m-1)-1](p+q) \frac{a^2}{h}.$$

3. Zusammengesetzte Fachwerke. Bei Trägern mit einfachem Fachwerke wird bei größeren Höhen die Entfernung der Knotenpunkte so bedeutend, daß man sich, um zu große Längen der Längsträger zweiter Ordnung zu vermeiden, genötigt sieht, auch zwischen den Knoten Querträger aufzulegen; um nun hierdurch nicht die Gurte auf

Biegung zu beanspruchen, hat man sekundäre Unterstützungen angeordnet. Man kann beispielsweise für die Obergurte Zwischenvertikalen anbringen, welche sich auf die Diagonalen stützen (Fig. 66 *b*), oder den mittleren Querträger zwischen zwei Hauptknoten an ein am oberen Knotenpunkte befestigtes Zugband, je zwei andere Querträger eines Feldes aber an Vertikalen hängen, für welche der Aufhängepunkt durch ein sekundäres Hängewerk, ähnlich wie in Fig. 66 *a* geschaffen ist. Durch die Einschaltung derartiger Konstruktionen wird die Spannung der Hauptstäbe beeinflusst, wie an dem nachstehenden, das sogen. System Pettit darstellenden Beispiele nachgewiesen werden soll.

Fig. 66 *a* und *b* bringt zwei Anordnungen desselben, Fig. 66 *c* die zu Fig. 66 *b* gehörigen Einflußlinien und ihre Konstruktion. Für die Hilfsvertikale gilt das Dreieck $C_1 F'' D_1$, die Spannung ist stets ein Druck, Belastungen der Strecken $A_1 C_1$ und $D_1 B_1$

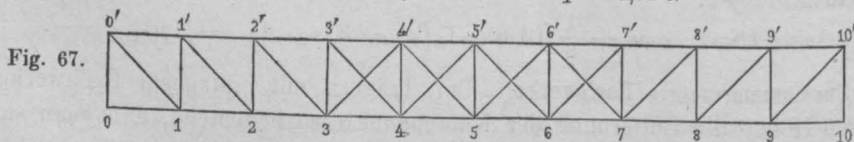
Fig. 66.



sind ohne Einfluß, die größte Spannung entsteht, wenn eine Einzellast eben in F liegt. Die Hilfsdiagonale HD , welcher das Dreieck $C_1 D_1 F''$ entspricht, wird stets auf Zug beansprucht, für die größte Spannung $\frac{G \sec \alpha}{2}$ muß die Last in F liegen. Die Diagonale CH (Einflußlinien $A_1 C'' F'' B_1$) wird für jede Lastlage innerhalb $A_1 J'$ gedrückt, für jede Last innerhalb $J' B_1$ gezogen, der größte Zug wird erzeugt, wenn eine Last in F sich befindet. Hinsichtlich der Diagonale HE , für welche die Linien $A_1 C'' D' B_1$ gelten, bemerke man, daß sich ganz dieselben Linien und mithin dasselbe Belastungsgesetz und dieselbe Spannung ergeben, als ob das sekundäre Fachwerk gar nicht vorhanden wäre. Dasselbe

gilt für die Vertikale DE , welcher die Linien $A_1 C' D'' B_1$ entsprechen und für den Untergurt KE (Linien $A_1 Q B_1$). Für den Obergurt FD (Linien $A_1 V P W B_1$) wird die Spannung vergrößert, für das Gurtstück CF (Linien $A_1 V P' W B_1$) zeigen sich dieselben Linien, als ob kein sekundäres Fachwerk vorhanden wäre.

1. Beispiel. Berechnung der Spannungen in den Stäben einer eingleisigen Fachwerksbrücke mit schlaffen Diagonalen (Fig. 67). $l = 30$ m; $n = 10$; $h = 0,1l = 3$ m. Bahn unten. $p_0 = 0,75$ t; $p_u = 1,25$ t; für die Füllungsglieder $q_1 = 6,43$ t, für die Gurte $q_2 = 5,87$ t.



Diagonalen. a. Einfluß des Eigengewichtes.

Es ist allgemein $S_{m'm+1} = (10 - 2m - 1) \frac{3 \cdot 2}{2} \sec 45^\circ = 4,242 (9 - 2m)$; daraus:

Diagonale	0' 1	1' 2	2' 3	3' 4	4' 5	5' 6	6' 7	7' 8	8' 9	9' 10
Inanspruchnahme	+38,18	+29,69	+21,21	+12,73	+4,24	-4,24	-12,73	-21,21	-29,69	-38,18 t.

b. Einfluss der zufälligen Last.

$$\text{Hier wird allgemein } \max(+S''_{m'm+1}) = \frac{(10-m-1)^2}{9} \cdot \frac{6,43 \cdot 3}{2} \cdot 1,414 = 1,515 (9-m)^2$$

$$\max(-S''_{m'm+1}) = -\frac{m^2}{9} \cdot \frac{6,43 \cdot 3}{2} \cdot 1,414 = -1,515 m^2.$$

Diagonale	0' 1	1' 2	2' 3	3' 4	4' 5	5' 6	6' 7	7' 8	8' 9	9' 10
$\max + S''$	+122,72	+96,96	+74,23	+54,54	+37,88	+24,24	+13,64	+ 6,06	+ 1,52	0
$\max - S''$	0	- 1,52	- 6,06	-13,64	-24,24	-37,88	-54,54	-74,23	-96,96	-122,72.

c. Eigengewicht und zufällige Last.

Diagonale	0' 1	1' 2	2' 3	3' 4	4' 5	5' 6	6' 7	7' 8	8' 9	9' 10
	+160,90	+126,65	+95,44	+67,27	+42,12	+20,00	+ 0,91	-15,15	- 28,17	- 38,18
	+ 38,18	+ 28,17	+15,15	- 0,91	-20,00	-42,12	-67,27	-95,44	-126,65	-160,90
	Alleiniger Zug.			Zug und Druck.				Alleiniger Druck.		

Bei Anwendung von schlaffen Zugstäben:

Seite der rechtsfallenden Diagonalen.

Gegendiagonalen.

Seite der linksfallenden Diagonalen.

Vertikalen. a. Einfluss des Eigengewichtes.

Die Formel liefert $S_{mm'} = -\left[(10-2m-1)2 + 2 \cdot 0,75\right] \frac{3}{2} = -29,25 t + 6 m t$, daher:

Vertikale	0' 0	1' 1	2' 2	3' 3	4' 4	5' 5	6' 6	7' 7	8' 8	9' 9	10' 10
S'	-29,25	-23,25	-17,25	-11,25	-5,25	+0,75	+6,75	+12,75	+18,75	+24,75	-1,13

b. Einfluss der zufälligen Last.

$$\text{In unserem Falle wird } \max(+S''_{mm'}) = \frac{m^2}{10-1} \cdot \frac{3 \cdot 6,43}{2} = 1,072 m^2,$$

$$\max(-S') = -\frac{(0-m-1)^2}{10-1} \cdot \frac{3 \cdot 6,43}{2} = -1,072 (9-m)^2$$

Vertikale	0' 0	1' 1	2' 2	3' 3	4' 4	5' 5	6' 6	7' 7	8' 8	9' 9	10' 10
$\max(+S'')$	0	+ 1,07	+ 4,29	+ 9,65	+17,15	+26,80	+38,59	+52,53	+68,61	+86,83	0 t
$\max(-S'')$	-86,83	-68,61	-52,53	-38,59	-26,80	-17,15	- 9,65	- 4,29	- 1,07	0	0 t

c. Eigengewicht und zufällige Last.

Vertikale	0' 0	1' 1	2' 2	3' 3	4' 4	5' 5	6' 6	7' 7	8' 8	9' 9	10' 10
S'	- 29,25	-22,18	-12,96	- 1,60	+11,90	+27,55	+45,34	+65,28	+87,36	+111,58	-1,13 t
	-116,08	-91,86	-69,78	-49,84	-32,05	-16,40	- 2,90	+ 8,46	+17,68	+ 24,75	-1,13 t
	I			II				III			
	Alleiniger Druck.			Zug und Druck.				Alleiniger Zug.			

Bei Anwendung schlaffer Diagonalen kommen im Teile III linksfallende Diagonalen zur Anwendung; für diesen Fall ergeben sich die hierbei auftretenden Spannungen aus der Symmetrie mit I. Betreffs des mittleren Teiles wird eine kleine Überlegung nötig. Betrachten wir zunächst das Feld 4 5. Der größte Zug in der Diagonalen 4' 5 und zugleich der größte Druck in 4 4' tritt ein, wenn sich die Last rechts von der Lastenscheide dieses Feldes aus erstreckt, für diese Belastung kommt die Diagonale 4' 5 in Tätigkeit, der Stab 4 4' wird mit $-5,25 - 26,80 = -32,05 t$ gedrückt. Reicht jedoch die Last von der Lastenscheide in 4 5 aus nach links, so müsste die Diagonale 4' 5 einen Druck $-20,00 t$ aufnehmen, was sie nicht vermag, an ihre Stelle kommt die Gegendiagonale 4 5' mit $+20,00 t$ in Tätigkeit. Es werden beide Stäbe 3' 4 und 4 5' gezogen und die Vertikale 4 4' wird durch die letztere Lage der zufälligen Belastung gar nicht beansprucht, hat aber, wie die Gleichgewichtsbedingung für den oberen Knotenpunkt 4' sofort erkennen lässt, den Druck $-q_0 \cdot a = -0,75 \cdot 3 = -2,25 t$ aufzunehmen.

Eine ganz ähnliche Überlegung lässt sich hinsichtlich der Vertikalen 3 3' und 5 5' anstellen, sodass man sagen kann: die Vertikalen jener Felder, in denen bei Anordnung schlaffer Zugbänder Gegendiagonalen liegen müssen, werden nur auf Druck beansprucht und haben die Eigengewichts-Knotenlast am Obergurte zur unteren Grenze.

Mit Rücksicht hierauf ergeben sich daher die Spannungsgrenzen der Vertikalen

	0' 0	1' 1	2' 2	3' 3	4' 4	5' 5	6' 6	7' 7	8' 8	9' 9	10' 10
$\max S$	-116,08	-91,86	-69,78	-49,84	-32,05	-16,04	-32,05	-49,94	-69,78	-91,86	-116,08 t
$\min S$	- 29,25	-22,18	-12,96	- 2,25	- 2,25	- 2,25	- 2,25	- 2,25	-12,96	-22,18	- 29,25 t

Obergurte. a. Einfluss des Eigengewichtes. Die Formel giebt

$$S'_{m'm+1} = -(10-m-1)(m+1) \cdot \frac{3^2 \cdot 2}{2 \cdot 3} t = 3(9-m)(m+1),$$

Gurt	0' 1'	1' 2'	2' 3'	3' 4'	4' 5'	5' 6'	6' 7'	7' 8'	8' 9'	9' 10'
S'	-27,0	-48,0	-63,0	72,0	-75,0	-72,0	-63,0	-48,0	-27,0	0 t

b. Einfluss der zufälligen Last. Hier wird

$$S''_{m'm'+1} = - (10 - m - 1) (m + 1) \frac{3^2 \cdot 5,87}{2 \cdot 3} t = - 8,805 (9 - m) (m + 1),$$

Gurt	0' 1'	1' 2'	2' 3'	3' 4'	4' 5'	5' 6'	6' 7'	7' 8'	8' 9'	9' 10'
S''	-79,25	-140,88	-184,90	-211,32	-220,13	-211,32	-184,90	-140,88	-79,25	0 t

c. Eigengewicht und zufällige Last. Es ergibt sich:

Gurt	0' 1'	1' 2'	2' 3'	3' 4'	4' 5'	5' 6'	6' 7'	7' 8'	8' 9'	9' 10'
S _{max}	-106,25	-188,88	-247,90	-283,32	-295,13	-283,32	-247,90	-188,88	-106,25	0 t

Untergurt. a. Einfluss des Eigengewichtes. Es ist

$$S'_{mm+1} = (10 - m) m \frac{3^2 \cdot 2}{2 \cdot 3} t = 3 (10 - m) m,$$

Gurt	0 1	1 2	2 3	3 4	4 5	5 6	6 7	7 8	8 9	9 10
S'	0	27,0	48,0	63,0	72,0	75,0	72,0	63,0	48,0	27,0 t

b. Einfluss der zufälligen Last. Man erhält:

$$S''_{mm+1} = (10 - m) m \frac{3^2 \cdot 5,87}{2 \cdot 3} t = + 8,805 (10 - m) m,$$

Gurt	0 1	1 2	2 3	3 4	4 5	5 6	6 7	7 8	8 9	9 10
S''	0	79,25	140,88	184,90	211,32	220,13	211,32	184,90	140,88	79,25

c. Eigengewicht und zufällige Last.

Gurt	0 1	1 2	2 3	3 4	4 5	5 6	6 7	7 8	8 9	9 10
S _{max}	0	106,25	188,88	247,90	283,32	295,13	283,32	247,90	188,88	106,25

Bei Anordnung schlaffer Diagonalen ist zu beachten, dass bei totaler Belastung im linken Teile die gegen die Mitte abfallenden Diagonalen gezogen werden, es giebt daher in diesem Falle die linke Hälfte des obigen Fachwerkes ohne Gegendiagonalen direkt die Spannungen. Die rechte Hälfte folgt aus der Symmetrie. — Maximal-Gurtspannungen des Fachwerkes mit Gegendiagonalen:

Feld	0 1	1 2	2 3	3 4	4 5	5 6	6 7	7 8	8 9	9 10
Obergurt	106,25	188,88	247,90	283,32	295,13	295,13	283,32	247,90	188,88	106,25
Untergurt	0	106,25	188,88	247,90	283,32	283,32	247,90	188,88	106,25	0

2. Beispiel. Wir schliessen hieran die Ermittlung der Spannungen in den einzelnen Stäben des im obigen Beispiele betrachteten Trägers und legen der Untersuchung den Zug Engerth'scher Maschinen zu Grunde, welcher schon bei Gelegenheit der Vorführung des Momenten-Schemas benutzt wurde. Auf letzteres beziehen sich die Lasten.

Diagonalen. Als Beispiel werde Diagonale 1' 2 untersucht. Dasselbst wird für die Belastungs-scheide

$$\xi' = \frac{10 \cdot 1}{10 - 1} \cdot 3 = 3,33 \text{ m}; \quad \xi'' = 26,67 \text{ m, daher } a_1 = 0,33 \text{ m, } a_2 = 2,67 \text{ m};$$

$$\sigma' = - \frac{1}{10} \sec \alpha = - 0,141; \quad \sigma'' = + \frac{8}{10} \cdot \sec \alpha = 1,131.$$

Betrachtet man zunächst Last 1 dicht links an Knotenpunkt 2 liegend, so finden rechts Last 2 bis 13 Platz. Die Vergleichung der Lasten pro Einheit giebt $\frac{13}{2,67} < \frac{138}{24}$. Es ist daher das System nach links zu rücken und Last 2 über Querschnitt 2 zu stellen, für diesen Fall findet dann Last 2—14 am rechten Teile Platz. Man erhält mit Benutzung des Momentenschemas:

$$\max (+ S''_{1'2}) = \left[13 - \frac{14}{2,67} + 13 + 133,5 - \frac{1755}{24} \right] 1,131 = 81,14 \cdot 1,131 = 91,77 \text{ t.}$$

Für die $\max (- S''_{1'2})$ muß die Last 1 über Knoten 1 stehen. Es finden die Lasten 1—3 links von 1 Platz, die Beanspruchung wird

$$\max (- S''_{1'2}) = - \left[13 + 26,0 - \frac{43}{3} \right] 0,141 = - 24,7 \cdot 0,141 = - 3,48 \text{ t.}$$

Vertikalen. Für die Vertikale 1' 1 gilt dieselbe Belastungsscheide, daher derselbe Ausdruck zwischen den Klammern, doch wird $\sigma' = 0,1$, $\sigma'' = 0,8$ und man erhält:

$$\max (- S''_{1'1}) = - 81,14 \cdot 0,8 = - 64,91 \text{ t}; \quad \max (+ S''_{1'1}) = - 24,7 \cdot 0,1 = - 2,47 \text{ t.}$$

Gurte. Für die Gurte wird man am einfachsten nach der Regel $S = \frac{M}{h}$ vorgehen. In den ersten drei Feldern braucht man zur Bestimmung der Inanspruchnahme des Obergurtes die Maximalmomente für die Punkte 1, 2, 3, hinsichtlich des Untergurtes für die Punkte 1', 2', 3'. In den übrigen Feldern ist stets zu untersuchen, ob für die gegebene Belastung, welche das Maximalmoment im Punkte

4, 5, 6, 7 erzeugt, die Hauptdiagonale oder die Gegendiagonale in Kraft tritt, da hiervon abhängig ist, für welchen Gurt der betrachtete Punkt zum Momentenpunkt wird. Es genügt hierbei, die Transversalkraft zu bestimmen. Wir betrachten z. B. Punkt 4 und benutzen das Momentenschema. Für die Bestimmung von $\max(+M_4)$ haben wir eine der schwersten Lasten am Querschnitte liegend anzusehen, zu suchen, welche Räder am Träger überhaupt Platz finden und zu berechnen, ob die Last pro Einheit rechts und links des Querschnittes einmal hüben, einmal drüben größer wird, wenn wir die am Querschnitte selbst liegende Last einmal rechts, einmal links zuzählen. Findet dieses statt, so ist die Laststellung die ungünstigste.

Mittlere Maschinen Brust an Brust. Rad 3' am Querschnitte. Last 4—10' am Träger

$$3' \text{ links zugezählt } \frac{86,5}{4a} t > \frac{73,0}{6a} t; \quad 3 \text{ rechts zugezählt } \frac{73,5}{4a} > \frac{86,0}{6a},$$

daher das System rechts schieben.

Rad 2' am Querschnitte, 4—10' am Träger

$$2' \text{ links zugezählt } \frac{73,5}{4a} > \frac{86,0}{6a}; \quad 2 \text{ rechts zugezählt } \frac{60,5}{4a} < \frac{99,0}{6a},$$

es scheint daher diese die ungünstigste Stellung, da jedoch im zweiten Falle, wo wir uns 2' nur etwas rechts denken, zufällig schon 5 auf den Träger tritt und dann $\frac{69}{4a} > \frac{99,0}{6a}$ wird, so ist das Lastsystem noch weiter rechts zu schieben. Wir haben

Rad 1' am Querschnitte, 5—10' am Träger

$$1' \text{ links zugezählt } \frac{69}{4a} > \frac{99}{6a}; \quad \text{rechts zugezählt } \frac{56}{4a} < \frac{102}{6a}.$$

Diese Stellung ist daher die ungünstigste, für diese Stellung aber ist $M_4 = 633,6 \text{ mt}$, und die Transversalkraft für einen Schnitt durch das 5te Feld positiv; da für dieses Feld auch die Transversalkraft des Eigengewichtes > 0 , so tritt Diagonale 4' 5 in Tätigkeit, es kommt daher das gefundene Moment für Gurt 3' 4' und 4 5 in Frage und zwar wird $S_{3,4} = \frac{633,6}{3} = 211,2 t$.

Unter Umständen könnte dieses Moment noch nicht das größte sein. Man wird noch den zu 4 symmetrischen Querschnitt, d. i. 6 untersuchen. Es ist dies dasselbe, als ob für 4 der Zug in entgegengesetzter Richtung käme, man erhält $M_6 = 614,75 \text{ mt}$, endlich wird man noch den Fall alle Maschinen in gleicher Richtung für beide Punkte zu untersuchen haben. Man erhält z. B. $M_4 = 591,6 \text{ tm}$, sodafs thatsächlich in unserem Falle das oben angegebene Moment das größte ist.

3. Trapez-Träger. Bei dem gewöhnlichen Parallelträger läßt sich eine Materialersparnis durch Hingewlassung der Vertikalen über den Auflagern erzielen, wodurch die Enden abgeschrägt erscheinen. Eine weitere Herabminderung des Materialaufwandes wird erreicht, wenn man den Obergurt nur in dem mittelsten Teile parallel zum Untergurte anordnet, gegen die Enden zu ihn jedoch geradlinig zum Auflager führt. Wohl wird der Obergurt hierdurch etwas länger, da aber die Endständer wegfallen und die Stäbe wesentlich kürzer und schwächer sich gestalten, so läßt sich unter Umständen 7—10% an Material gegenüber dem Parallelträger gewinnen. Bezeichnet man die Stützweite mit l , die Länge einer Abschrägung mit a , die Trägerhöhe mit h , so findet nach Winkler der Minimalaufwand an Material für $a = 0,006 l + 1,08 h$ statt.

Hinsichtlich der Berechnung der einzelnen Teile sind wenige Bemerkungen ausreichend. Der mittlere Teil läßt sich wie ein Parallelträger behandeln, in dem abgeschrägten Ende werden die Stäbe von der zufälligen Last nur in einem Sinne beansprucht, da für alle Laststellungen, bei welchen zwischen dem Momentenpunkte (s. S. 236) des Stabes und der näheren Stütze keine Last liegt, der Stab keine Beanspruchung erfährt.

2. Einfache Träger. Gekrümmte und polygonale Gurte.

§ 35. Parabel-Träger.

Für die Kurven, auf denen die Knotenpunkte der Gurten liegen, sind in mehr oder weniger willkürlicher Weise der Kreisbogen, die Ellipse u. s. w. gewählt worden. Man hat aber auch bestimmte Bedingungen für die Wirksamkeit der Kräfte im Innern

des Trägers aufgestellt und die Form so bestimmt, daß diese Bedingungen erfüllt werden. Zunächst sollen einige der letztgenannten Formen besprochen werden.

Stellt man die Bedingung, daß bei totaler Belastung die Diagonalen eines Fachwerkes gar nicht beansprucht werden, so muß, wie aus Gl. 7, S. 237 hervorgeht, $\frac{M''}{h''} = \frac{M'}{h'}$ sein, d. h. es müssen sich die Längen der Vertikalen wie die Momente bei totaler Belastung verhalten. Unter Annahme einer gleichförmig verteilten Last sind aber letztere durch die Ordinaten einer Parabel gegeben, es müssen daher die Knotenpunkte eines Gurtes Punkte einer Parabel sein, wenn die des anderen auf einer Geraden oder einer Parabel liegen.

Betrachtet man zunächst einen Träger mit geradem Untergurt und bezeichnet die Pfeilhöhe der Parabel, zugleich die größte Vertikale bei gerader Felderanzahl, mit f , so ist die Höhe in der Entfernung x gegeben durch:

$$h_x = \frac{4x(l-x)}{l^2} \cdot f,$$

bei ungerader Felderanzahl ist die Höhe in der Mitte:

$$h_0 = \frac{l^2 - a^2}{l^2} \cdot f.$$

Setzt man für die weitere Berechnung gleiche Felder voraus und nimmt $l = na$, $x_1 = m \cdot a$, so erhält man aus den allgemeinen Formeln für die Gleichung der Parabel

$$h_m = \frac{4m(n-m)}{n^2} \cdot f \quad \text{.. 115.}$$

Diagonalen. Zur Berechnung der Diagonalen CF bzw. $m' m+1$ beachte man, daß entsprechend Fig. 68

$$\tan \gamma = \frac{h'' - h'}{a}, \quad \text{also} \quad \tan \gamma = \frac{n-2m-1}{n} \cdot \frac{4f}{l}.$$

Da $x_2 = (n-m-1)a$, so berechnet sich aus der Figur für die Belastungsscheiden der Diagonalen:¹⁴⁾

$$\frac{\xi'}{\xi''} = \frac{x_1}{x_2} \cdot \frac{h''}{h'} = \frac{m+1}{n-m}; \quad \xi' = \frac{m+1}{n+1} l; \quad \xi'' = \frac{n-m}{n+1} l.$$

Für die Größen σ erhält man die einfachen Ausdrücke

$$\sigma' = -\frac{m(n-m)}{(m+1) \cdot n} \cdot \sec \alpha; \quad \sigma'' = \frac{m}{n} \cdot \sec \alpha.$$

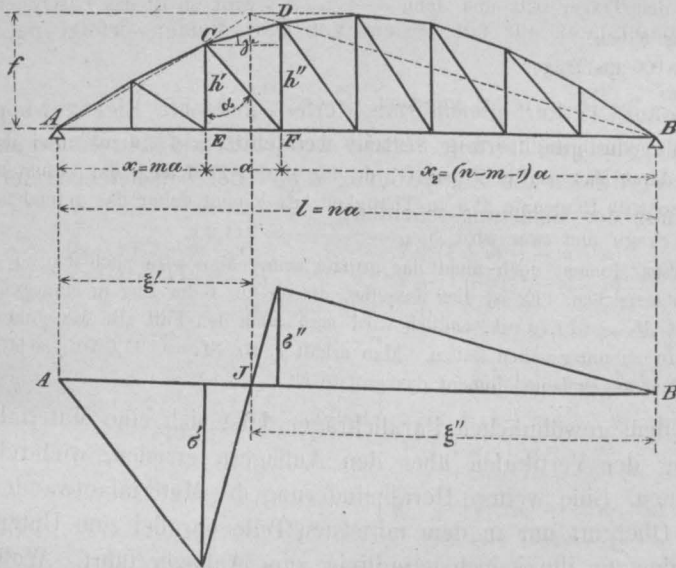
Für eine gleichförmig verteilte partielle Belastung wird daher, wenn JB belastet ist,

$$\max(+S) = \frac{m(n-m)}{2(n+1)} \cdot a q \sec \alpha.$$

Belastet man AJ , so wird

$$\max(-S) = -\frac{m(n-m)}{2(n+1)} \cdot a q \sec \alpha.$$

¹⁴⁾ Die für die Belastungsscheide gezeichnete Konstruktion gilt streng genommen für Lastangriff am Obergurt (vergl. S. 231), bei vorhandenen Vertikalen ist es gleichgültig, ob EF oder CD verlängert wird.



Letzterer Ausdruck ist stets negativ und der absoluten GröÙe nach $\max(+S)$ gleich. Führt man den Wert von $m(n-m)$ aus Gleichung 115 ein und beachtet, daÙ $h_m \sec \alpha = d_m$, die Länge der m ten Diagonale, so ergibt sich

$$\max(+S) = q \cdot \frac{n}{s(n+1)} \cdot \frac{l}{f} \cdot d_m,$$

d. h. die Maximalspannung jeder Diagonalen ist ihrer Länge proportional. Ordnet man schlaÙe Diagonalen an, so sind stets Gegendiagonalen anzubringen. Ist α' der Neigungswinkel der Gegendiagonale, so ist

$$\max(+S') = \frac{(n-m-1)(m+1)}{2(n+1)} a q \sec \alpha'.$$

Die Minimalspannung ist dann in beiden Fällen Null. Durch das Eigengewicht — als eine gleichförmig verteilte Belastung gedacht — werden die Diagonalen gar nicht in Anspruch genommen. Die positive und negative Fläche des EinfluÙpolygons sind an GröÙe einander gleich.

Die Bestimmung der Spannungen für ein System von Einzellasten erfolgt nach dem oben allgemein gezeigten Vorgang.

Die Vertikalen. Das am Obergurt gleichförmig verteilt gedachte Eigengewicht erzeugt keinerlei Beanspruchung, die gleichförmig verteilt gedachte, auf den Untergurt entfallende Eigenlast in jeder Vertikalen die Zugspannung $a p_u$. Bei belastetem Untergurt erhält man für die Abstände der Belastungsscheiden:

$$\frac{\xi'}{\xi''} = \frac{(n-m-1)(m+1)+2}{(n-m-1)(n-m)}; \quad \xi' = \frac{(n-m-1)(m+1)+2}{(n-m-1)(n+1)+2} \cdot l; \quad \xi'' = \frac{(n-m-1)(n-m)}{(n-m-1)(n+1)+2} \cdot l.$$

$$\sigma' = + \frac{n-m+1}{n}; \quad \sigma'' = - \frac{(m-1)(n-m-1)}{(n-m) \cdot n}$$

und daraus ergibt sich, wenn JA belastet ist,

$$\max(+S) = + \frac{[(n-m-1)(m+1)+2](n-m+1)}{(n-m-1)(n+1)+2} \cdot \frac{q a}{2} + a p_u$$

und für JB belastet:

$$\max(-S) = - \frac{(n-m-1)^2(m-1)}{(n-m-1)(n+1)+2} \cdot \frac{q a}{2} + a p_u$$

Erstere Spannung wird bei Anwendung schlaffer Diagonalen nicht auftreten können, da für den hierzu gehörigen Belastungsfall die Gegendiagonalen in Kraft treten. Für totale Belastung wird die Spannung $= + a q$. Dasselbe ergibt sich sofort, wenn man die Gleichgewichtsbedingung für einen unteren Knotenpunkt aufstellt und bedenkt, daÙ die Diagonalen keinen Zug erleiden.

Gurte. Die Spannung im Untergurt ist durch

$$\max(+S) = + \frac{p+q}{sf} l^2$$

gegeben, sie ist in allen Teilen dieselbe.

Die Spannung im Obergurt ist

$$\max(-S) = - \frac{p+q}{sf} l^2 \cdot \sec \gamma.$$

Setzt man $l = na$ und $a \sec \gamma = c$ der Länge des Gurtstückes, so hat man

$$\max(-S) = - \frac{n(p+q)}{s} \cdot \frac{l}{f} \cdot c,$$

d. h. die Maximalspannungen der Gurte sind ihren Längen proportional.

Wir erklären die graphische Behandlung hinsichtlich der Formbestimmung und Ermittlung der Spannungen an einem speziellen Falle.

Beispiel. Für einen Parabelträger (Fig. 69) sei: Stützweite $l = 32$ m, Felderanzahl $n = 8$, Felderlänge $a = \frac{l}{n} = 4$ m, $f = 4$ m. Eigengewicht für beide Träger $p = 2$ t, wovon $p_0 = 0,5$ t auf den Obergurt, $p_u = 1,5$ t auf den Untergurt wirkend. Als zufällige Last ist für die Gurte $q_1 = 5,8$ t, für die Gitterstäbe $q = 6,4$ t zu Grunde zu legen.

Formbestimmung. a. Graphisch. Trägt man in einem Endpunkt 8 der Stützweite auf einer Vertikalen die Strecke $4f$ auf und teilt diese in n Teile, so schneiden die Strahlen 0 1, 0 2 ... auf den Felder-Vertikalen die entsprechenden Höhen ab.

b. Analytisch. Aus Gl. 115 wird $h_m = \frac{4m(8-m)}{64} \cdot 4$ m. Dies gibt für

$m = 0$	1	2	3	4	5	6	7	8
$h_m = 0$	1,75	3,00	3,75	4	3,75	3,00	1,75	0 m.

Ferner wird:

$$\tan \gamma_{m'm'+1} = \frac{h_{m+1} - h_m}{a}$$

$$\tan \gamma_{m'm'+1} = 0,4375 \quad 0,3125 \quad 0,1875 \quad 0,0625 \quad 0,1875 \quad 0,3125 \quad 0,4375$$

$$\text{Daraus} \quad \sec \gamma_{m'm'+1} = 1,0915 \quad 1,0476 \quad 1,0174 \quad 1,0019 \quad 1,0174 \quad 1,0476 \quad 1,0915$$

$$\text{Länge } c_{m'm'+1} = a \sec \gamma_{m'm'+1} = 4,3660 \quad 4,1904 \quad 4,0696 \quad 4,0076 \quad 4,0696 \quad 4,1904 \quad 4,3660$$

Ebenso für die Diagonalen:

$$\tan \alpha_{m'm'+1} = \frac{h_m}{a}$$

$$\tan \alpha_{m'm'+1} = 0,4375 \quad 0,750 \quad 0,935 \quad 1,000 \quad 0,935 \quad 0,750$$

$$\sec \alpha_{m'm'+1} = 1,0915 \quad 1,250 \quad 1,369 \quad 1,4142 \quad 1,369 \quad 1,250$$

$$d_m = a \sec \alpha_{m'm'+1} = 4,3660 \quad 5,000 \quad 5,476 \quad 5,6568 \quad 5,476 \quad 5,000 \text{ m}$$

Ermittlung der Spannungen. a. Analytisch. Durch das Eigengewicht allein für einen Träger: Die Diagonalen erfahren keine Beanspruchung. Die Vertikalen werden durchweg mit

$$\frac{1}{2} p_u \cdot a = \frac{1,5 \cdot 4}{2} = 3 \text{ t}$$

gezogen. Die für den ganzen Untergurt konstante Spannung rechnet sich mit

$$S_p = \frac{2}{2 \cdot 8 \cdot 4} \cdot 32^2 = + 32 \text{ t};$$

die Spannung im Obergurt mit

$$S_{m'm'+1}^p = - \frac{8 \cdot 2}{2 \cdot 8} \cdot \frac{32}{4} \cdot c_{m'm'+1} = 8 c_{m'm'+1},$$

daraus

Obergurt	0 0'	1' 2'	2' 3'	3' 4'	4' 5'	5' 6'	6' 7'	7' 8
Spannung	34,93	33,52	32,56	32,06	32,06	32,56	33,52	34,93 t.

Durch die zufällige Last allein für beide Träger:

Für die Diagonale gilt $\max(+S_{m'm'+1}) = 6,4 \cdot \frac{8}{8 \cdot 9} \cdot \frac{32}{4} \cdot d_{m'm'+1} = 5,70 \cdot d_{m'm'+1}$, die Minimal-Beanspruchung ist 0. Somit

Diagonale	1' 2	2' 3	3' 4	4' 5	5' 6	6' 7
Spannung	24,89	28,50	31,21	32,24	31,21	28,50 t

und umgekehrt

Diagonale	1 2'	2 3'	3 4'	4 5'	5 6'	6 7'
Spannung	28,50	31,21	32,24	31,21	28,50	24,89 t.

Die Vertikalen werden bei totaler Belastung mit durchweg $q \cdot a = 6,4 \cdot 4 = 25,6$ t auf Zug beansprucht. Die Maximal-Inanspruchnahme auf Druck ist gegeben durch:

$$\max(-S) = - \frac{(7-m)^2(m-1)}{(7-m)9+2} \cdot \frac{6,4 \cdot 4}{2}.$$

Somit

Vertikale	1 1'	2 2'	3 3'	4 4'	5 5'	6 6'	7 7'
Spannung	—	6,81	10,78	11,93	10,24	5,82	— t

Analog ergibt sich aus der Symmetrie für Belastung links:

Vertikale	2 2'	3 3'	4 4'	5 5'	6 6'
Spannung	5,82	10,24	11,93	10,78	6,81 t.

Von diesen beiden Werten ist der größere beizubehalten.

Für den Untergurt wird konstant: $\frac{5,8 \cdot 32^2}{8 \cdot 4} = 185,6$ t und für den Obergurt

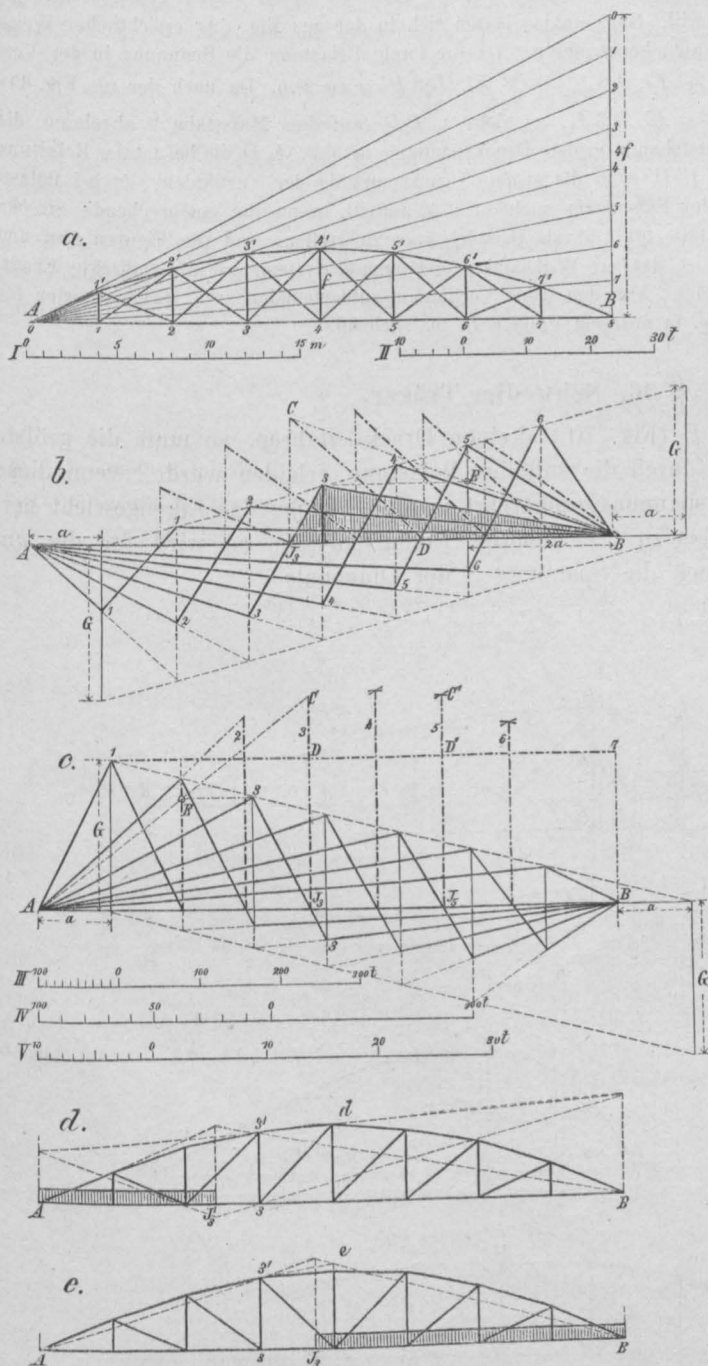
$$S_{m'm'+1} = - \frac{5,8 \cdot 32^2}{8 \cdot 4} \cdot \sec \gamma_{m'm'+1},$$

dies giebt

Obergurt	0' 1'	1' 2'	2' 3'	3' 4'	4' 5'	5' 6'	6' 7'	7' 8'
Spannung	202,58	194,43	188,83	185,95	185,95	188,83	194,43	202,58 t.

b. Graphisch. Die Spannungen für die Diagonalen und Gurte können direkt an den Längen der Stäbe abgelesen werden, wenn man passende Maßstäbe konstruiert. Für die Beanspruchung durch das Eigengewicht wird die Beanspruchung des Untergurtes 64 t oder für einen Träger 32 t; setzt man diese Größe = a (in unserer Zeichnung 10 mm), so ist ein Maßstab zu konstruieren, dessen Einheit $\frac{10}{32} = 0,3125$ mm, d. h. es bedeuten 3,125 mm = 10 t Spannung; hiernach ist Maßstab IV konstruiert. Die Längen 0 1, 0 1', 1' 2' ... auf diesem Maßstabe gemessen geben direkt die durch das Eigengewicht hervorgerufenen Spannungen. Die Maximalbeanspruchung der Diagonalen eines Trägers durch die zufällige Last wird:

Fig. 69.



es bedeutet daher dieselbe GröÙe, welche auf dem Längenmaßstab 1 m darstellt, 2,85 t, d. h. es sind entsprechend unserer Figur 2,5 mm = 2,85 t oder 10 t = 8,8 mm; danach ist Maßstab II konstruiert. Die Beanspruchungen der Gurte durch die zufällige Last werden analog wie beim Eigengewicht durch Konstruktion eines geeigneten Maßstabes gefunden, es ist für einen Träger 92,8 t = $a = 10$ mm, d. i. 100 t = 10,78 mm zu machen, wonach Maßstab III gezeichnet ist.

$$\frac{5,70}{2} d_m' m + 1,$$

Zur Ermittlung der Spannungen für die Diagonalen und Vertikalen kann man sich auch mit Erfolg der Einfluß-Polygone bedienen, welche hier besonders einfach werden. Trägt man (Fig. 69 b) im Abstände a von B auf einer Vertikalen nach oben, im Abstände a von A auf einer Vertikalen nach unten die GröÙe $G = 1$ auf, verbindet den Endpunkt je einer mit dem Fußpunkt der anderen Vertikalen, und zieht durch die Knotenpunkte die Vertikalen, so lassen sich leicht die Geraden jener Einflußpolygone $A11B$, $A22B$ u. s. w. zeichnen, welche die

Vertikalkomponenten der Diagonalspannung geben. Um die wirkliche Spannung, welche z. B. in 3' 4 bei rechtsseitiger Belastung in der Diagonale entsteht, zu erhalten, ziehe man 3 E in Fig. 69 b, so schneidet BE auf der Vertikalen durch J_3 die Strecke J_3C ab, welche die Vertikalkomponente der Spannung in

3' 4' vorstellt, wenn G eine Knotenlast repräsentiert, da $Fl. J_3 3 B = \overline{J_3 C} \cdot a$. Macht man $CD \parallel 3' 4'$, so giebt CD die wirkliche Spannung in 3' 4' bei Belastung der Strecke $J_3 B$. Da in unserer Figur $G = 20 \text{ mm}$ und die Knotenlast $qa = \frac{4 \cdot 6,4}{2} = 12,8$ für einen Träger, so hat man einen Maßstab V zu konstruieren, für welchen $1 t = \frac{20}{12,8} = 1,563 \text{ mm}$ ist, falls man direkt die Spannungen in 3' 4' durch Abmessen der Strecke CD finden will. Ganz analog lassen sich in der aus Fig. 69 c ersichtlichen Weise die Einfluspolygone für die Vertikalen konstruieren. Da für totale Belastung die Spannung in der Vertikalen 3 3' = $qa = G$, so muß $\frac{q}{G} Fl. A 3 J_3 - \frac{q}{G} Fl. J_3 3 B = qa$ sein. Da nach der aus Fig. 69 c ersichtlichen Konstruktion $\overline{J_3 C} \cdot a = Fl. A 3 J_3$, so giebt CD (auf dem Maßstabe V abgelesen) die bei Belastung der Strecke $B J_3$ entstehende größte Druckspannung in 3 3', $J_3 D$ die bei totaler Belastung entstehende größte Zugspannung. $C' D'$ zeigt die größte Druckspannung der Vertikalen 5 5' bei Belastung der Strecke $J_5 B$, welche infolge Symmetrie auch in 3 3' auftritt, wenn die entsprechende Strecke belastet ist. Um beide Belastungsfälle für 3 3' als Beispiel klar zu stellen, sind die Figuren 69 d und 69 e gezeichnet; in beiden Fällen ist das zur Wirksamkeit gelangende System, sowie die direkte Ermittlung der Belastungsscheide gezeigt. Von den jeder Vertikalen zukommenden zwei Maximalwerten für die Druckspannung ist der größere, in unserem Falle CD , maßgebend.

§ 36. Schwedler-Träger.

Soll die Diagonale CE (Fig. 70 a) keinen Druck erfahren, so muß die größte Druckspannung, welche CE durch die zufällige Belastung erleiden würde, wenn diese allein wirkte, durch die Zugspannung aufgezehrt werden, welche das Eigengewicht hervorruft. Ist $A_1 C_1 J_1 F_1 B_1$ das zu CE gehörige Einfluspolygon, so wird für die ungünstigste Belastung auf Druck die Spannung S der Diagonale

$$S = \frac{1}{2} p (\sigma'' \xi'' + \sigma' \xi') + \frac{1}{2} q \xi' \sigma' = 0.$$

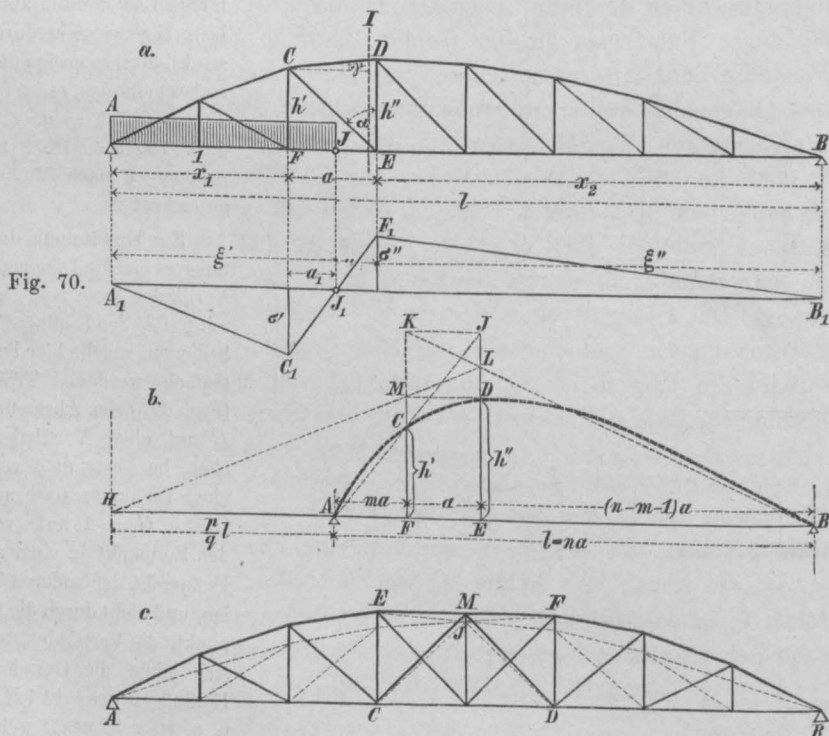


Fig. 70.

Dies giebt die Bedingung $\frac{\xi'}{\xi''} = -\alpha \frac{\sigma''}{\sigma'}$, wenn $\alpha = \frac{p}{p+q}$ das Verhältnis des Eigengewichtes zur Gesamlast. Nun ist aber

$$\frac{\xi'}{\xi''} = \frac{x_1}{x_2} \cdot \frac{h''}{h'}; \quad \sigma' = \frac{x_1}{l} \left(\frac{x_2}{h''} - \frac{x_2+a}{h'} \right) \operatorname{cosec} \alpha; \quad \sigma'' = \frac{x_2}{l} \left(\frac{x_1+a}{h''} - \frac{x_1}{h'} \right) \operatorname{cosec} \alpha.$$

Die Einführung dieser Werte in die Gleichung für S giebt nach kurzer Reduktion:

$$\left(\frac{h''}{h'} \right)^2 + \frac{x_2}{x_1} \cdot \frac{\alpha x_2 - x_1}{x_2 + a} \cdot \left(\frac{h''}{h'} \right) = \alpha \frac{x_1 + a}{x_2 + a} \left(\frac{x_2}{x_1} \right)^2 \quad \dots \quad 116.$$

Diese Gleichung gestattet, aus einem beliebig angenommenen h alle übrigen der Reihe nach zu rechnen. Die entstehende Form soll zunächst an einem speziellen Falle nachgewiesen werden.

Beispiel. Bei einem Träger von 32 m Spannweite seien 8 gleichlange Felder anzuordnen, ferner sei $p = 3 \text{ t}$, $q = 4 \text{ t}$ f. d. lfd. m. Setzt man in die Gleichung 116 an Stelle von h'' der Reihe nach h_2 h_3 u. s. w., so findet man, h_1 vorläufig unbestimmt lassend:

$$\begin{array}{ll} h_1 = 1,000 h_1 & h_5 = 1,423 h_1 \\ h_2 = 1,531 h_1 & h_6 = 1,046 h_1 \\ h_3 = 1,706 h_1 & h_7 = 0,566 h_1 \\ h_4 = 1,656 h_1 & h_8 = 0,000 h_1. \end{array}$$

Zur Vereinfachung der Rechnung wird man überall, wo man es wie hier mit gleichen Felderlängen zu thun hat, nicht die thatsächlichen Werte von x_1 und x_2 , sondern nur die Anzahl der Knotenweiten einsetzen. In Fig. 70a sind jene Werte graphisch aufgetragen, es ergiebt sich, wie man sieht, eine gegen die Mitte unsymmetrische Form; der höchste Punkt, entsprechend der Ordinate h_3 , liegt in der linken Hälfte, eine verwändte Form würde man erhalten, wenn man die Zugbänder nach links fallend annimmt. Behält man von jeder dieser Formen jene Hälfte, welche die Maximalhöhe enthält, bei, so bekommt man eine Form $A E J F B$ (Fig. 70c), welche in der Mitte einen unschönen und hinsichtlich der praktischen Durchführung auf einige Schwierigkeit stossenden Knick zeigt. Führt man die der rechten Hälfte in Fig. 70a entsprechende, in Fig. 70c vollständig punktiert erscheinende Form $A J B$ mit in der linken Hälfte nach links fallenden Diagonalen durch, so erhält man scharfe Spitzen bei A und B , welche konstruktiv durchzuführen ebenfalls schwierig ist, außerdem entsteht in der Mitte eine unschöne stumpfe Ecke. Schwedler hat daher nur die Höhe A bis E bis zur höchsten Ordinate beibehalten und im mittleren Teile parallele Gurte angeordnet, dann wird aber in diesem mittleren Teile die oben erwähnte Bedingung nicht mehr realisierbar und es müssen, wenn man schlaife Zugbänder anordnet, in diesem Teile Gegendiagonalen eingeschaltet werden. Der Obergurt eines derartigen Trägers besteht daher aus zwei symmetrischen Polygonalgurten und einem in der Mitte liegenden, zum unteren parallelen Teile. Meist wird die Trägerhöhe gegeben sein und man muß dann die anderen Ordinaten so bestimmen, dafs die höchste Vertikale der Trägerhöhe gleichkommt.

Wird z. B. im oben erwähnten Falle die größte Höhe mit 4 m angenommen, so findet man $h_3 = 4 \text{ m} = 1,706 h_1$ und daraus sofort $h_1 = 2,345 \text{ m}$, $h_2 = 3,589$, $h_3 = 4,000$, wodurch die Form vollständig bestimmt ist, wenn man im Sinne des oben Angegebenen $h_4 = h_5 = h_3$, $h_6 = h_2$, $h_7 = h_1$ macht.

Einfacher gestaltet sich die Sache bei Annahme gleichlanger Felder und voller Knotenlasten. Ist die Anzahl der Felder n , jene der Strecke $A F = m$, die Eigengewichts-Knotenlast $k_1 = a p$, die mobile Last $k_2 = a q$ pro Knoten, so ist die Beanspruchung, welche die der Strecke $A F$ entsprechenden Knoten erzeugen,

$$S_1 = \frac{\sigma'}{m} (k_1 + k_2) (1 + 2 + \dots + m) = \frac{\sigma' (m+1)}{2} (k_1 + k_2)$$

und für Strecke $E B$ analog:

$$S_2 = \frac{\sigma''}{n-m-1} (k_1) [1 + 2 + \dots (n-m-1)] = \sigma'' \cdot \frac{n-m}{2} k_1;$$

für die Werte σ wird:

$$\sigma' = \frac{m}{n} \left(\frac{n-m-1}{h''} - \frac{n-m}{h'} \right) \cdot a \operatorname{cosec} \alpha; \quad \sigma'' = \frac{n-m-1}{n} \left(\frac{m+1}{h''} - \frac{m}{h'} \right) \cdot a \operatorname{cosec} \alpha.$$

Setzt man die Summe beider Werte S gleich Null, so ergibt sich:

$$\frac{h_{m+1}}{h_m} = \frac{m+1}{m} \cdot \frac{n-m-1}{n-m} \cdot \frac{m + \frac{p}{q}n}{m+1 + \frac{p}{q}n}.$$

Dieser Ausdruck gestattet eine sehr einfache Konstruktion einer Gröfse h aus der andern. Zu diesem Ende mache man (Fig. 70b) $AH = \frac{p}{q}l$ und ziehe, um z. B. h'' aus h' zu erhalten, der Reihe nach AJ durch C , $KJ \parallel AB$, dann die Linie KB , endlich LM durch H , $MD \parallel AB$ —. Die umgekehrte Folge liefert h' aus h'' .

Bezeichnet man die Höhe in der Mitte mit $h_{\frac{n}{2}}$ und bildet die Produkte

$$\frac{h_{m+1}}{h_m} \cdot \frac{h_{m+2}}{h_{m+1}} \cdots \frac{h_{\frac{n}{2}}}{h_{\frac{n}{2}-1}},$$

indem man die bezüglichen Werte einsetzt, so erhält man:

$$\frac{h_{\frac{n}{2}}}{h_m} = \frac{\frac{n}{2}}{m} \cdot \frac{\frac{n}{2}}{n-m} \cdot \frac{m + \frac{p}{q}n}{\frac{n}{2} + \frac{p}{q}n}.$$

Dieser Ausdruck zeigt, dafs die oben vorgeführte Konstruktion von h_m auch dann noch gültig bleibt, wenn $h_{\frac{n}{2}}$ an Stelle der nächsten Höhe tritt. Bezeichnet man $m = \frac{x}{a}$, $n = \frac{l}{a}$, $h_{\frac{n}{2}} = \bar{h}$, so giebt die letztgefundene Gleichung: $h_x = \frac{2x(l-x)(q+2p)}{(pl+qx)l} \cdot \bar{h}$. Dies ist die Gleichung einer Hyperbel, auf welcher die Knotenpunkte des Obergurtes liegen. Eine Asymptote der Hyperbel ist die Vertikale durch H , der Mittelpunkt derselben liegt im Abstände $2 \left(1 + 2 \frac{p}{q}\right) \bar{h}$ über H ; die zweite Asymptote geht durch einen Punkt, welcher um $\frac{p}{q}l$ nach rechts von B auf der verlängerten AB liegt.

Die grösste Höhe der Hyperbel tritt für $x_1 = \frac{p}{q} \left\{ \sqrt{1 + \frac{p}{q}} - 1 \right\} l$ ein, d. i. an derselben Stelle, woselbst die vom Eigengewichte hervorgerufene positive Transversalkraft ebenso grofs als die grösste negative Transversalkraft wird, welche die zufällige Last bei Belastung links erzeugt. x_1 giebt einen Näherungswert für die Länge jener Strecke, auf welche man das Schwedler'sche Prinzip durchführen kann; man erhält z. B. für eingleisige Eisenbahnbrücken unter den üblichen Annahmen für p und q :

$l =$	10	30	50	100	150 m
$x_1 =$	0,24	0,35	0,38	0,44	0,45 l .

Der mittlere mit Gegendagonalen zu versehenen Teil wird mithin verhältnismässig um so kleiner, je gröfser die Spannweite ist, weil mit dieser der Quotient $\frac{p}{q}$ wächst. Da die Formeln mit Rücksicht auf die starre Verbindung der Knotenpunkte und den Umstand, dafs hier an Stelle von Einzellasten eine gleichförmig verteilte Belastung eingeführt wurde u. s. w., nie vollkommen verlässliche Resultate geben, ist es zweckmässig, bei der Formbestimmung des Schwedler-Trägers das Eigengewicht etwas kleiner oder die zufällige Last etwas gröfser, als dies in Wirklichkeit sich herausstellt, zu wählen, da dann nach der Theorie eine kleine Anfangsspannung zurückbleibt, welche die Fehler verringert.

Soll die Inanspruchnahme der Diagonale CE für alle Stellungen eines Einzellastsystems ≥ 0 sein, so sind insbesondere jene Lagen zu untersuchen, für welche entweder die erste oder die zweite Last in F liegt, alle übrigen nach links sich erstrecken.

Bezeichnet man, Eigengewicht und zufällige Last wirkend gedacht, die Transversalkraft für den Schnitt I mit R und das Moment für E mit M , die Beanspruchung von CE mit S und geben wir den Größen den Index 1 oder 2, je nachdem die erste oder zweite Last in F ruht, so wird Gl. 6, S. 236

$$S_1 = \left[R_1 - \frac{M_1}{h''} \tan \gamma \right] \sec \alpha; \quad S_2 = \left[R_2 - \frac{M_2}{h''} \tan \gamma \right] \sec \alpha.$$

Nimmt man an, es sei die erste Stellung maßgebend, also $S_1 = 0$, bestimmt man aus $S_1 = 0$ den Wert γ und führt ihn in die zweite Gleichung ein, so wird

$$S_2 = M_2 \left[\frac{R_2}{M_2} - \frac{R_1}{M_1} \right] \sec \alpha.$$

Nimmt man an, es sei die zweite Stellung maßgebend, ermittelt aus $S_2 = 0$ den Wert γ und setzt ihn in die erste Gleichung für S_1 ein, so wird

$$S_1 = M_1 \left[\frac{R_1}{M_1} - \frac{R_2}{M_2} \right] \sec \alpha.$$

Da im ersten Falle S_2 , im zweiten S_1 positiv sein muß, ergibt sich sofort, daß jene Lastlage hinsichtlich der Dimensionierung maßgebend ist, für welche der zugehörige Bruch $\frac{R}{M}$ den kleineren Wert erreicht. Die größte Höhe erreicht der Träger an der Vertikalen, woselbst die Transversalkraft das Zeichen wechselt.

Die Ermittlung der Trägerform gestaltet sich danach wie folgt. Man bestimmt vom linken Trägerende gegen das rechte für die Einzelfelder die negativen Maximal-Transversalkräfte, welche mit Rücksicht auf das Eigengewicht und das zu Grunde gelegte Einzellastsystem möglicherweise auftreten können. In den ersten Feldern wird der Einfluß des positive Transversalkräfte erzeugenden Eigengewichts überwiegen, die negativen Maximal-Transversalkräfte werden also positiv sein. An der linken Vertikale desjenigen Feldes, in welchem zuerst die negative Maximal-Transversalkraft sich wirklich negativ herausstellt, erhält man die größte Höhe h ; werden nun für die einzelnen Felder die möglichst kleinsten Werte von $\frac{R}{M}$ bestimmt, so können von der größten Höhe an die vorhergehenden nach der Formel

$$h' = h'' - a \tan \gamma = \left[1 - \frac{R}{M} a \right] h''$$

berechnet werden. Diese Regel ist zuerst von Stelzel entwickelt.

§ 37. Sonstige Trägerformen.

Außer den vorstehend besprochenen Formen lassen sich noch eine Reihe anderer bilden. Man kann z. B. untersuchen, wie sich die Träger gestalten, wenn für die größte oder kleinste Inanspruchnahme, welche eine bestimmte Stabschar des Trägersystemes erleidet, ein konstanter Wert verlangt wird. Die Verfolgung dieses Prinzips führte uns auf den Schwedler-Träger, welcher die Bedingung erfüllt, daß die Minimalspannungen der Diagonalen konstant, nämlich gleich Null werden. Es läßt sich nun auch ein Trägersystem bilden, für welches die obere Spannungsgrenze der Diagonalen konstant ist. Bestimmt man der alten Methode entsprechend die Querschnitte der Stäbe nach der größten Spannung, welche sie aufnehmen sollen, so würden die Diagonalen einen konstanten Querschnitt erhalten, was gewisse praktische Vorteile mit sich bringt. Fig. 71 (S. 340) zeigt einen derartigen Träger, für welchen die Spannungszahlen unter Annahme eines Knotengewichtes von einer Tonne für die Eigenlast und von 5 Tonnen für die zufällige Last eingetragen sind. Um zu dieser Form zu gelangen, hat man in der allgemeinen Formel für die Maximalspannung einer Diagonale sämtliche Größen durch h' und h'' (die Höhen

der Vertikalen eines Feldes) auszudrücken und die Spannung einer Konstanten gleich zu setzen. Setzt man dann die Höhe der ersten Vertikalen h_1 , so kann man ähnlich, wie dies beim Schwedler-Träger geschieht, alle übrigen Längen der Vertikalen als Funktion der ersten berechnen, wobei man die grösste oder die Höhe in der Mitte so bestimmen kann, daß sie einer gegebenen Länge entspricht.

Fig. 71.

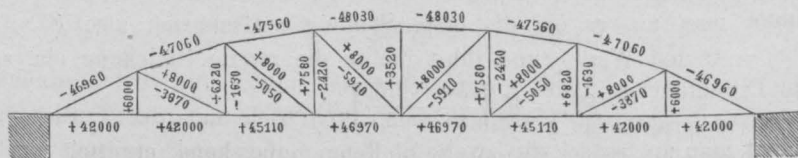
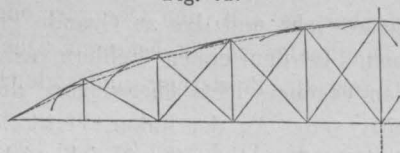
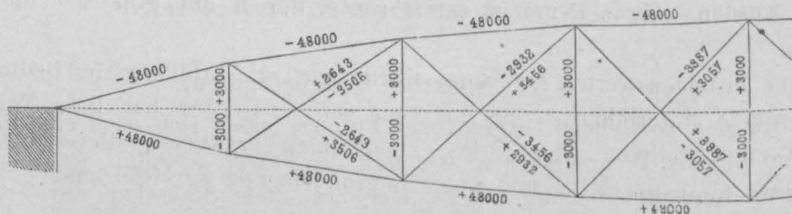


Fig. 72.



des Obergurtes jenes Trägers durch die Tangenten gegeben, welche vom Auflager ausgehend nacheinander die beschriebenen Kreise berühren.¹⁵⁾ Wollte man auch im Untergurt konstante Spannungen erzielen, so ist solches nur dadurch erreichbar, daß man auch diesen krümmt. Dies Prinzip verfolgt Pauli bei den nach ihm benannten Trägern (Fig. 73).

Fig. 73.



Bei Anwendung schlaffer Diagonalen wird eine exakte Durchführung des genannten Prinzips jedoch nicht möglich. Man pflegt in diesem Falle die Gurte symmetrisch anzuordnen und die sogenannte mittlere Spannung $\frac{1}{2} \left(\frac{M'}{h'} + \frac{M''}{h''} \right) \sec \gamma$ konstant anzunehmen. Da M' und M'' die Momente bei totaler Belastung, bezogen auf die Fußpunkte der Vertikalen, sind und $\sec \gamma$ sich ebenfalls durch die Felderlänge und den Höhenunterschied $h'' - h'$ ausdrücken läßt, so ist es leicht, eine Höhe aus der anderen

¹⁵⁾ Über die erstmalige Untersuchung des Trägers mit konstanter oberer Gurtung und geradem Untergurt vergl. Schäffer. Zeitschr. f. Bauw. 1865, S. 150. Ausführungen: Brücken über die Donau bei Rechtenstein und Zell (Schlierholz, Schäffer).

zu berechnen. Setzt man die Höhe in der Mitte $= h_0$, so ergibt sich für die Höhe im Abstände x näherungsweise der Ausdruck

$$h_x = 4 h_0 \frac{x}{l} \left(1 - \frac{x}{l}\right) \left[1 + 2 \frac{h_0^2}{l^2} \left(1 - 2 \frac{x}{l}\right)^2\right].$$

Die Bestimmung der Spannungen selbst kann bei gegebener Form nach den bekannten Regeln vorgenommen werden. Die konstante Spannung im Gurte ist hierbei

$$S = (p + q) \frac{l^2}{8 h_0}.$$

Die Durchführung eines konstanten Querschnittes für eine bestimmte Stabschar, welche gewisse praktische Vorteile bietet, läßt sich mit der Forderung, daß die obere Spannungsgrenze für die gegebene Schar eine konstante sei, nicht vereinigen, wenn man nach der Weyrauch-Launhardt'schen oder irgend einer anderen Formel vorgeht, welche den Grenz-Inanspruchnahmen des Materials Rechnung trägt. Es unterliegt jedoch die Auffindung von Formen, welche auch mit Rücksicht auf diese Berechnungsweise die Herstellung konstanter Querschnitte ermöglichen, keinerlei Schwierigkeiten. Man braucht nur die Formel für die Querschnittsfläche eines Stabes aufzustellen, in dieser Formel alle Größen, welche sich auf die Form beziehen, soweit sie nicht gegeben sind, durch h' und h'' auszudrücken, und ist dann wieder wie oben imstande, durch Annahme einer Höhe aus derselben alle übrigen nach und nach zu bestimmen, und damit die Trägerform festzulegen. Es wird jedoch (einer der Gurte geradlinig vorausgesetzt) immer nur möglich sein, eine bestimmte Stabschar, so z. B. den Obergurt oder den Untergurt oder die Vertikalen oder aber die Diagonalen mit konstantem Querschnitte durchzuführen. Für alle übrigen Teile ist dann die Forderung nicht gleichzeitig erfüllbar.

Eine andere Forderung, welche man der Gestaltung der Träger zu Grunde legen kann, ist in folgendem enthalten: Wie sind die Querschnitte des Obergurtes einer Fachwerksbrücke zu bemessen, damit die größte bzw. kleinste Spannung, welche die Diagonalen zu erleiden haben, der Länge dieser Diagonalen proportional sei? Es läßt sich zeigen, daß diese Anforderung unter anderen bei dem Parabelträger, dem Schwedler-Träger und bei jener Form erfüllt ist, welche beim sogenannten englischen Dachstuhl auftritt. Alle übrigen noch möglichen Formen führen auf praktisch unzulässige Gestaltungen.¹⁶⁾

Eine beachtenswerte Trägerform würde auch die Erfüllung der Bedingung liefern, daß die nötige Materialmenge ein Minimum sei. Winkler hat diese Frage unter der Annahme eines geraden Untergurtes, einer durch praktische Rücksichten gegebenen Maximalhöhe h' in der Mitte und unter Zugrundelegung der Gleichung

$$h_x = \left(1 - 4 \frac{x^n}{l^n}\right) h',$$

welche einer höheren Parabel entspricht, zu lösen versucht. n ergab sich hierbei nicht konstant, sondern von dem Verhältnisse des Eigengewichtes zur gefälligen Belastung und von der Konstruktion des Gitterwerkes abhängig. Indessen liegt n stets zwischen 4 und 6 und die Kurven für diese Exponenten weichen nur wenig voneinander ab. Der gekrümmte Gurt wird im mittleren Teile beinahe gerade, fällt aber an den Enden ziemlich steil ab, wobei die Tangente des Winkels zwischen beiden Gurtenden zwei bis dreimal größer als beim Parabelträger wird. Die Materialersparnis, welche sich für andere Näherungsformen, als Träger mit abgeschrägten oder parabolisch gekrümmten

¹⁶⁾ Näheres siehe W. Ritter. Beitrag zur Theorie des Fachwerks. Die Eisenbahn 1880, S. 49 u. 59.

Enden, Ellipsenträger u. s. w. ergibt, ist übrigens von jener der zuletzt besprochenen Träger nicht wesentlich abweichend.

Für die graphische Behandlung derartiger Träger empfiehlt sich nachstehende allgemeine Konstruktion für die Diagonalen und Vertikalen. Behufs Ermittlung der größten Spannung des Stabes CE sind nur die Knoten rechts belastet zu denken, auf den Teil links des Schnittes I kommt dann nur die in A angreifende Maximaltransversalkraft R , für diese wird nach Gl. 6, S. 236

$$+S_{\max} = +R \left(1 - \frac{x}{h} \tan \gamma\right) \sec \alpha = R \frac{h - x \tan \gamma}{h} \sec \alpha \quad \dots \quad 117.$$

Fig. 74.

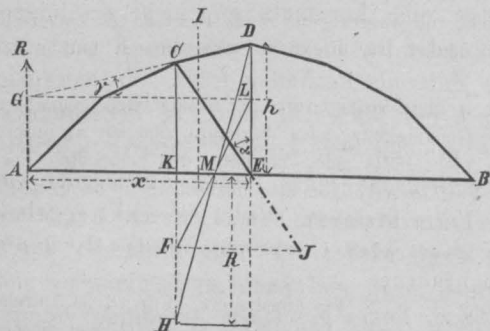
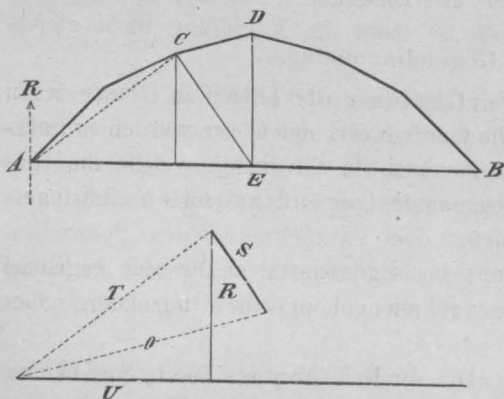


Fig. 75.



Macht man $KH = R$, verlängert CD bis zur Auflagervertikalen, projiziert den Fußpunkt G auf die Höhe DE und zieht DH , dann LF durch M , so giebt KF die Vertikalkomponente von $+S_{\max}$ und EJ die Spannung selbst.

Oder man zerlegt nach Culmann R in A zunächst in eine durch C gehende Kraft T parallel zu AC und eine Horizontale U , alsdann T in die Komponenten O parallel zu CD und S , die gesuchte Spannung parallel zu CE . Es lassen sich leicht verschiedene solcher Zerlegungen angeben.

Ein vollständiges Beispiel schließen wir an, s. T. VI, F. 1 bis 5.

Die schraffierte stufenförmige Linie (F. 4) zeigt die Maximaltransversalkraft, welche in irgend einem vertikalen Schnitte entsteht, wenn die gleichförmig verteilte Last von diesem Schnitte bis zur rechten Stütze reicht. Die Ordinaten der Parabel p geben die Größen der Transversalkräfte, wenn keine Querträger vorhanden wären, sie kann direkt konstruiert werden. Die Stufen werden erhalten, wenn man in jedem Felde von der Länge b von der Parabel p die Ordinaten einer kleineren Parabel abzieht, welche entstehen würde, wenn man es lediglich mit einem Träger von der Länge b zu

thun hätte und die Maximaltransversalkräfte für diesen Träger zu konstruieren wären. Für die Bestimmung der Spannungen in den Diagonalen muß die gleichförmig verteilte Last jeweilig bis zu einem Lastscheidepunkte reichen, der nach § 7, S. 231 gefunden wird. Zu diesem Ende wurde in F. 4 die Konstruktion für Diagonale 3 dargestellt. Unter die stufenförmige Transversalkraftslinie ist das geometrische Schema des Trägers gezeichnet. Verlängert man MF bis zum Schnitte mit den Auflagervertikalen, so erhält man die Punkte A_3 und B_3 , welche mit H und E verbunden sich in J schneiden, welcher Punkt der Vertikalen CD der Lastscheide angehört. Die Vertikale $R = CD$ giebt die Transversalkraft für eine Last, welche von B bis C reicht; sie tritt als Stützendruck in A auf. Für dieses R wird die Spannung $D_3 = R \frac{h - x \tan \gamma}{h} \sec \alpha$, s. Formel 117. Zieht man DD' , ferner $D'F$, so erhält man G als Durchschnitt dieser Linie mit AB . Macht man A_3A_3' parallel zur Grundlinie, so ist $F'A_3' = h - x \tan \alpha$. $G'A_3'$ schneidet verlängert auf der Vertikalen 2 die Strecke HK , die Vertikalkomponente der Diagonale ME bzw. D_3 ab. Eine Horizontale durch K liefert LE als Stabspannung für den Fall, daß nur in A die Transversalkraft CD wirken würde.

Nun ist aber noch das Stück DP zu berücksichtigen, welches als abwärtsdrückende Last in H angreift und ganz so behandelt werden kann, als ob der Träger sein Auflager bei H hätte. Es ist

$NH = DP$ gemacht, FN zum Schnitte mit der Grundlinie gebracht und von dem in der Figur nicht bezeichneten Schnittpunkte eine Gerade nach jenem Punkte gezogen, welche die zur Grundlinie Parallele auf EF abschneidet. Diese letztere Gerade trifft die Vertikale durch H in einem in unserem Falle mit N fast zusammenfallenden Punkte, welcher horizontal hinüberprojiziert auf der Diagonalen das Stück OE abschneidet, das von der Einzellast DP in H herrührt. OL ist mithin die richtige Spannung D_s der Diagonale 3 für die gleichförmige Belastung bis zur Lastscheide.

Einfacher läßt sich O erhalten, wenn man DP von E aus auf der Vertikalen aufträgt und von diesem in der Figur nicht dargestellten Punkte eine Parallele zu MF' zieht, welche direkt O auf EM abschneidet.

In ganz ähnlicher Weise ist die Konstruktion für die Vertikalen durchführbar (F. 5, T. VI). CD Transversalkraft in A , D nach D' projizieren, $D'F$ liefert G ; A_3 hinüberprojizieren giebt As' ; GAs' schneidet auf der Vertikalen durch M die von CD herrührende Spannung ab, welche wieder auf die Vertikale durch H selbst projiziert ist. Das kleine, nicht voll ausgezogene Stück dicht an H entspricht der Kraft DP , welche in H nach abwärts wirkend zu denken ist, direkt in Abzug kommt und in der Figur etwas zu klein ausgefallen ist.

Bei der Unvollkommenheit des Ersatzes, welchen gleichförmig verteilte Ersatzlasten gegenüber Einzellasten stets bieten, und unter Berücksichtigung des Genauigkeitsgrades überhaupt, den wir an unsere Theorien anlegen dürfen, wird es in praktischen Fällen nicht nötig sein, das unter den gemachten Voraussetzungen wissenschaftlich richtige, oben geschilderte Verfahren vollkommen einzuschlagen; es genügt vielmehr, für Systeme dieser Art eine Transversalkraft anzunehmen, welche der Mitte des fraglichen Feldes ohne Rücksicht auf die Querträger entspricht und für diese die in Fig. 74 oder 75 gezeigte Konstruktion durchzuführen.

Die Spannung der Gurte ist für Vollbelastung (F. 3, T. VI) konstruiert. Für O_4 ist Durchschnittpunkt der Stäbe $U_4 D_4 V_4$ der Momentenpunkt, der senkrechte Abstand des Stabes O_4 von diesem Punkte der Hebelarm, woraus sich leicht die Konstruktion erklärt. — Außerdem ist für die Spannungen durch das Eigengewicht ein Cremona'scher Kräfteplan (F. 6) gezeichnet.

§ 38. Fachwerk mit Gegendiagonalen.

Es ist zunächst das Fachwerk mit Vertikalen und schlaffen Diagonalen zu untersuchen. Wäre nur eine Lage von Diagonalen vorhanden, so würden einzelne Diagonalen sowohl Zug als Druck aufzunehmen haben, da sie aber zur Aufnahme des letzteren nicht geeignet sind, so wird man sogenannte Gegendiagonalen anbringen, welche in letzterem Falle in Wirksamkeit treten.

Um beurteilen zu können, welches System von Füllungsstäben für eine gegebene Belastung zur Thätigkeit gelangt, erscheint es vor allem nötig, die Diagonalen näher in Betracht zu ziehen.

Wir fassen zunächst eine rechtsfallende Diagonale CF (Fig. 76, I, S. 344) ins Auge. Fig. 76, III zeigt die zugehörige Einflußlinie. J_2 trennt den Träger in zwei Teile. Jede Lastlage innerhalb $A_2 J_2$ erzeugt Druck, jede Last innerhalb $J_2 B_2$ Zug. Dabei ist es gleichgiltig, ob die Lasten am Ober- oder Untergurt angreifen. Die Belastungsscheide J_2 liegt in einer Vertikalen durch den Schnittpunkt K der Geraden AC und DB . Aus dieser Konstruktion läßt sich leicht allgemein ableiten, wenn $\xi'_d = A_2 J_2$; $\xi''_d = J_2 B_2$,

$$\xi'_d = \frac{x_1}{x_2} \cdot \frac{h''}{h'}, \text{ woraus } \xi'_d = \frac{x_1 h''}{x_1 h'' + x_2 h'} \cdot l; \quad \xi''_d = \frac{x_2 h'}{x_1 h'' + x_2 h'} \cdot l.$$

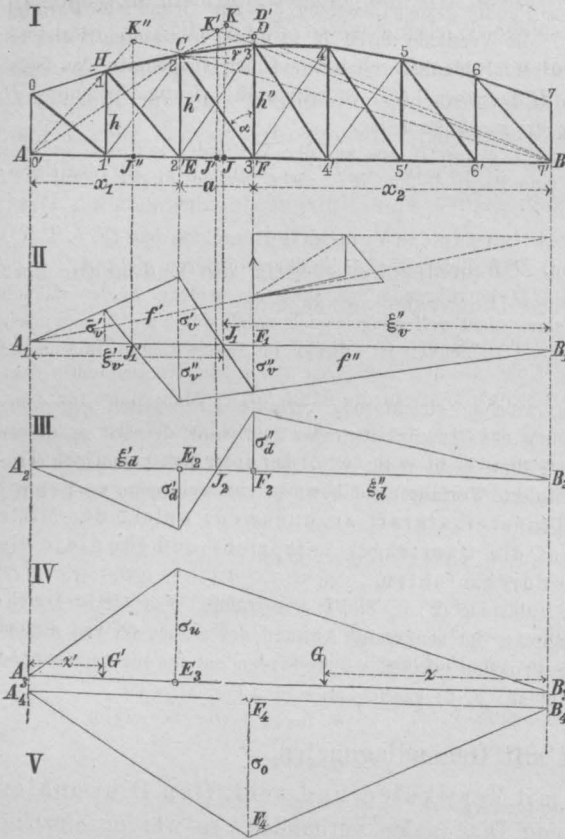
Für die Größen σ'_d und σ''_d — den Spannungen entsprechend, welche in der Diagonale CD entstehen, wenn in E bzw. F eine Einzellast $= 1$ angreift — ergibt sich

$$\sigma'_d = - \frac{x_1 (h'' + x_2 \tan \gamma)}{h'' \cdot l} \sec \alpha; \quad \sigma''_d = \frac{x_2 (h' - x_1 \tan \gamma)}{h' \cdot l} \sec \alpha.$$

Mit Hilfe dieser Größen ist es nun wieder leicht, unter Annahme verschiedener Belastungsweisen die Spannungen der Diagonalen zu bestimmen.

Für eine gleichförmig verteilte Last q wird, wenn nur der Teil $J_2 B_2$ belastet ist;

Fig. 76.



$$S_d'' = \xi_d'' \cdot \sigma_d'' \cdot \frac{q}{2} = \\ + \frac{q x_2^2}{2} \left[\frac{h' - x_1 \tan \gamma}{x_1 h'' + x_2 h'} \right] \frac{h'}{h''} \sec \alpha.$$

Ist nur der Teil $A_2 J_2$ belastet, so ergibt sich:

$$S_d' = \frac{\xi_d' \cdot \sigma_d'}{2} \cdot q = \\ - \frac{q x_1^2}{2l} \left[\frac{h'' + x_2 \tan \gamma}{x_1 h'' + x_2 h'} \right] \frac{h'}{h''} \sec \alpha.$$

Für totale Belastung wird $S_d = S_d' + S_d''$.

Bezeichnet man mit p das Eigengewicht, mit q die zufällige Last für den lfd. m, so wird $\max S_d$ für Strecke $J_2 B_2$ belastet

$$\max S_d = \\ (p + q) \frac{x_2^2}{2} \left[\frac{h' - x_1 \tan \gamma}{x_1 h'' + x_2 h'} \right] \frac{h'}{h''} \sec \alpha - \\ - p \frac{x_1^2}{2} \left[\frac{h'' + x_2 \tan \gamma}{x_1 h'' + x_2 h'} \right] \frac{h'}{h''} \sec \alpha$$

und $\min S_d$ für Strecke $A_2 J_2$ belastet

$$\min S_d = \\ p \frac{x_2^2}{2} \left[\frac{h' - x_1 \tan \gamma}{x_1 h'' + x_2 h'} \right] \frac{h'}{h''} \sec \alpha - \\ (p + q) \frac{x_1^2}{2} \left[\frac{h'' + x_2 \tan \gamma}{x_1 h'' + x_2 h'} \right] \frac{h'}{h''} \sec \alpha.$$

Wird nun letzterer Ausdruck negativ, was das Auftreten einer Druck-

spannung andeuten würde, so ist in dem betreffenden Felde eine Gegendiagonale anzubringen, deren größte Zugspannung mit $\min S_d$ bis auf das Vorzeichen und die Gröfse $\sec \alpha$, für welche $\sec \alpha'$ zu setzen ist, übereinstimmt. Danach ist, wenn man die Spannung der Gegendiagonale mit S_d' bezeichnet,

$$\max S_d' = (p + q) \frac{x_1^2}{2} \left[\frac{h'' + x_2 \tan \gamma}{x_1 h'' + x_2 h'} \right] \frac{h'}{h''} \sec \alpha' - p \frac{x_2^2}{2} \left[\frac{h' - x_1 \tan \gamma}{x_1 h'' + x_2 h'} \right] \frac{h'}{h''} \sec \alpha'.$$

Für ein System von Einzellasten ist hinsichtlich der ungünstigsten Stellung zu bemerken, daß die schwersten Lasten dicht bei F liegen sollen und in F selbst eine Last stehen muß. $\max + S_d$ tritt ein, wenn auf die Strecken $J_2 F_2$ und $F_2 B_2$ die Last pro Einheit möglichst gleich groß wird u. s. w. (vergl. S. 219, sowie Näheres aus den folgenden Beispielen). Bezeichnen wir (in der Figur nicht ersichtlich) die Lasten rechts von F_2 mit P'' und ihre Abstände von B mit z'' , die Lasten links von F_2 auf $J_2 F_2$ mit P' und ihre Abstände von J_2 mit z' , endlich die Last in F_2 mit \bar{P} , und den Abstand $J_2 F_2 = a_2$, so ist

$$\max + S_d = \left[\frac{\Sigma(P' z')}{a_2} + \bar{P} + \frac{\Sigma(P'' z'')}{x_2} \right] \sigma_d' \dots \dots \dots 118.$$

Die größte negative Spannung entsteht bei Belastung der Strecke $A_2 J_2$. Die schwersten Lasten müssen dicht um E_2 und in E_2 selbst muß eine Last \bar{Q} liegen, dann ist, wenn die Abstände der innerhalb $A_2 E_2$ liegenden Lasten Q' von A_2 mit y' , die der Lasten Q'' innerhalb $E_2 J_2 = a_1$ von J_2 mit y'' bezeichnet werden,

$$\min (-S_d) = \left[\frac{\Sigma(Q' y')}{x_1} + \bar{Q} + \frac{\Sigma(Q'' y'')}{a_1} \right] \sigma_d'.$$

Bei Berechnung der Vertikalen ist nach den allgemeinen Formeln vorzugehen, jedoch ist zu beachten, daß nur eine solche Wirkungsweise der Vertikalen denkbar ist, bei welcher die sie treffenden Diagonalen gezogen werden. Eine Diagonale, welche einen Druck erfährt, ist als nicht vorhanden anzusehen. Während nun für die Vertikalen nahe den Enden für eine gegebene Belastung entweder das System der rechts- oder das der linksfallenden Diagonalen in Wirksamkeit tritt, kann für die mittlere Partie eine bestimmte Belastung Zug in den beiden vom Fußpunkte ausgehenden Diagonalen erzeugen.

Bei Berechnung der Gurte sind als Momentenpunkte stets die Endpunkte der für die gegebene Belastungsweise gezogenen Diagonalen anzunehmen.

Beispiel. Wir geben in folgendem die Berechnung der Diagonalen für die der Fig. 76, S. 344 entsprechende Form. Die Stützweite sei $7a$, die Höhe an den Auflagern $0,8a$, die Knotenpunkte des Obergurtes liegen auf einem Kreisbogen, dessen höchste Ordinate in der Mitte $1,5a$. Man findet für den Radius aus Gleichung $\left(\frac{l}{2}\right)^2 = (2r - h_1 + h_0)(h_1 - h_0)$, worin $h_1 = 1,5a$, $h_0 = 0,8a$, den Wert $r = 9,1a$. Die Ordinaten in den einzelnen Knotenpunkten rechnen sich, wenn x der Abstand des Knotenpunktes von der Mitte, nach $y = \sqrt{r^2 - x^2} - (r - h_1)$, somit für die Abscissen $x = \frac{1}{2}a, \frac{3}{2}a, \frac{5}{2}a$ beziehungsweise mit $y = 1,486a, 1,376a, 1,150a$. Man erhält demnach

Knotenpunkt	$m = 0$	1	2	3	4	5	6	7
h_m	0,800	1,150	1,376	1,486	1,486	1,376	1,150	0,800 $\cdot a$
$\text{tang } \gamma_{m m+1}$		0,350	0,226	0,110	0,000	-0,110	-0,226	-0,350
$\text{sec } \gamma_{m m+1}$		1,060	1,025	1,006	1,000	1,006	1,025	1,060.

Für gleichlange Felder gehen die Formeln für die Diagonalen über in

$$\begin{aligned} \text{Diagonale } m m' + 1 \quad \xi' &= \frac{n \cdot m \cdot h_{m+1} \cdot a}{m \cdot h_{m+1} + (n - m - 1) h_m}; \quad \xi'' = \frac{n(n - m - 1) h_m \cdot a}{m \cdot h_{m+1} + (n - m - 1) h_m}, \\ \sigma' &= - \frac{m [h_{m+1} + (n - m - 1) a \text{ tang } \gamma_{m m+1}]}{n \cdot h_{m+1}} \cdot \text{sec } \alpha_{m m' + 1}; \\ \sigma'' &= + \frac{(n - m - 1) [h_m - m a \text{ tang } \gamma_{m m+1}]}{n \cdot h_{m+1}} \cdot \text{sec } \alpha_{m m' + 1}; \\ \text{sec } \alpha_{m m' + 1} &= \text{sec arc tang } \frac{a}{h_m}. \end{aligned}$$

Man erhält:

Diagonale	ξ'	ξ''	$\frac{\sigma'}{\text{sec } \alpha}$	$\frac{\sigma''}{\text{sec } \alpha}$	$\text{sec } \alpha$	$\frac{1}{2} \xi' \sigma'$	$\frac{1}{2} \xi'' \sigma''$
0 1'	0	7	0	0,591	1,601	-0	+ 3,310
1 2'	1,352	5,648	-0,260	+ 0,480	1,325	-0,233	+ 1,790
2 3'	2,454	4,546	-0,370	+ 0,445	1,236	-0,561	+ 1,250
3 4'	3,500	3,500	-0,429	+ 0,429	1,205	-0,905	+ 0,905
4 5'	4,546	2,454	-0,480	+ 0,400	1,236	-1,349	+ 0,605
5 6'	5,648	1,352	-0,574	+ 0,311	1,325	-2,148	+ 0,270
6 7'	7,000	0,000	-0,857	+ 0	1,601	-4,802	+ 0,000
$\cdot a$	$\cdot a$				$\cdot a$	$\cdot a$	$\cdot a$

Setzen wir für einen bestimmten Fall $l = 49 \text{ m}$, mithin $a = 7 \text{ m}$, ferner $p = 1,2 \text{ t f. d. lfd. m}$, $q = 3 \text{ t f. d. lfd. m}$ eines Trägers, so wird die Beanspruchung der Diagonale eines Trägers durch das Eigengewicht $S_p = p \cdot (f_1 + f_2)$, die größte Beanspruchung auf Zug durch die zufällige Last $+ \max S_q = q f_2$, die größte Beanspruchung auf Druck $- \max S_q = q f_1$. Ferner ergibt sich

Diagonale	S_p	$+ \max S_q$	$- \max S_q$
0 1'	+ 27,80	+ 69,51	0
1 2'	+ 13,08	+ 37,59	- 4,89
2 3'	+ 5,79	+ 26,25	- 11,78
3 4'	0	+ 19,01	- 19,01
4 5'	- 6,25	+ 12,71	- 28,33
5 6'	- 15,77	+ 5,67	- 45,11
6 7'	- 40,34	+ 0	- 100,84
Tonnen	Tonnen	Tonnen	Tonnen.

Da Diagonale 5 6' unter allen Belastungen einen Druck erfährt, so ist sie, sowie Diagonale 6 7', hinweg zu lassen. Es sind demnach nur in den mittleren drei Feldern Gegendiagonalen erforderlich.

Bei dem Fachwerk mit steifen Gegendiagonalen wird das System statisch unbestimmt und die genaue Berechnung nach den in § 10 gegebenen Formeln durchführbar, aber sehr kompliziert, wenn man genau vorgehen will. Die Vergleichung der Einflußlinien T. VI, F. 17 u. 25, 18 u. 26 zeigt, daß man einen großen Fehler bei Berechnung der Gurte nicht macht, wenn man die Gegendiagonalen als nicht vorhanden annimmt.

Für die Berechnung der Vertikalen erhält man etwas zu große Werte, wenn man die Gegendiagonalen vernachlässigt, vergl. F. 19 u. 27, T. VI. Die Diagonalen kann man angenähert bestimmen, wenn man sich den Träger in zwei, je die halbe Belastung tragende Teile zerlegt denkt, von welchen der eine die Haupt-, der andere die Gegendiagonalen hat; man bekommt aber hierdurch, wie der Vergleich der Figuren 20, 28 u. 29 zeigt, im allgemeinen zu günstige Resultate; so ist z. B. die negative Einflußfläche von D_1 in F. 28 um 20% größer, als die halbe negative Einflußfläche von D_1 in F. 20.

3. Mehrfaches Fachwerk. Träger mit schwebenden Stützen. Kontinuierliche Träger.

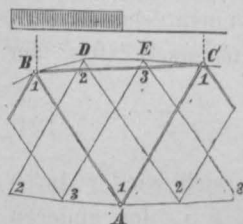
§ 39. Mehrfaches Fachwerk (Gitterwerk).

Fachwerke, deren zwischen den Gurtungen befindliche Stäbe durch andere Stäbe, welche jene kreuzen, in mehrere Teile zerlegt werden, nennt man gewöhnlich Gitterwerke. Wird jeder Gitterstab durch die ihn kreuzenden Stäbe in n Teile geteilt, so pflegt man das Gitterwerk ein n -teiliges zu nennen; so zeigt (s. S. 347) Fig. 78a ein 5-, Fig. 78b ein 6-, Fig. 78c ein 4-teiliges System.

Ein Gitterwerk ist im allgemeinen nicht mehr statisch bestimmt, es fehlt zwar in der Regel nur eine Gleichung. Nach dem in § 10 Besprochenen würde es thunlich sein, die Spannung in den überzähligen Bestandteilen, als welche man beliebige auswählen kann, für eine gegebene Belastung zu bestimmen, der zahlreichen Unbekannten wegen wird jedoch die Rechnung äußerst langwierig. Man pflegt daher einem Näherungswege folgend das System in n einteilige Systeme zu zerlegen. Hierbei tritt jeder Gitterstab in den einteiligen Systemen nur einmal auf, während jedes Gurtstück in sämtlichen Systemen vorkommt. Die Zerlegung ist zulässig, wenn sich bei der Formänderung der einzelnen Systeme, welche durch die äußeren Kräfte veranlaßt wird, eine vollkommene Übereinstimmung der Knotenpunkte ergibt.

Bei Trägern mit polygonalen Gurten läßt sich das gegebene System in Einzelsysteme zerlegen, wenn man in den Knotenpunkten derselben diejenigen Lasten anbringt,

Fig. 77.



welche in den entsprechenden Knotenpunkten des gegebenen mehrfachen Systemes wirken, und wenn man für die polygonalen Gurtstücke im Einzelsystem gerade Gurtstücke unter Beibehalt der Knotenpunkte der Einzelsysteme an die Stelle setzt. Um z. B. die Spannung des Gurtstückes BD (s. Fig. 77) zu ermitteln, hat man es als Bestandteil der drei einzelnen Systeme 111, 222, 333, in welche sich der Träger zerlegen läßt, zu betrachten. Schließt das fragliche Gurtstück BD mit der Horizontalen den Winkel γ ein, BC als zum ersten System gehörig mit der Horizontalen den Winkel γ_1 und ist S_1 die Spannung des Stückes BC , so ist die Horizontalkomponente $S_1 \cos \gamma_1$ und die vom ersten System herrührende Spannung in BD gegeben mit $S_1 \cos \gamma_1 \sec \gamma$; ebenso ergibt sich für die vom zweiten System herrührende Spannung in BD die Größe

Addiert man beide Gleichungen und setzt wieder

$$S_{AB} = \frac{S_1 + S_3}{2} = \frac{S_4 + S_6}{2} = \frac{S_5 + S_7}{2},$$

so wird wie früher $S_{AB} = \frac{1}{6} R \sec \alpha$, allgemein also $S_{AB} = \frac{1}{n} R \sec \alpha$. Dasselbe würde man für CD erhalten, wobei jedoch die Schnitte I und II parallel zu AB zu führen wären und R sich auf diesen Querschnitt zu beziehen hätte.

Es gilt daher allgemein: Ist R die Transversalkraft für einen Schnitt, welcher durch die Mitte eines Stabes AB oder CD der einen oder anderen Stablage parallel zu CD oder AB geführt wird, so findet sich die Spannung, indem man diese Transversalkraft mit dem n ten Teile der Sekante des Winkels multipliziert, den AB bzw. CD mit der Vertikalen einschließt. Für positive Transversalkräfte wird die rechtsfallende Stablage gezogen, die linksfallende gedrückt.

Um die Gurtspannungen EF zu finden, betrachte man EF der Reihe nach als Element des Systemes 111, 222, 333, 444 u. s. w., so ist, wenn S_1, S_2, S_3 die Spannungen in EF als Bestandteile der bezüglichen Systeme sind, $S_1 = -\frac{M_1}{h}$, $S_2 = -\frac{M_2}{h}$, $S_3 = -\frac{M_3}{h}$, $S_4 = -\frac{M_4}{h}$, wobei die Momente sich auf die Punkte 1' 2 3 4 des Untergurtes für die gegebene Belastung beziehen, während h die Trägerhöhe bezeichnet und für jedes M nur die Knotenpunkte des bezüglichen Systemes belastet zu denken sind. Die Summierung der Werte S liefert die Spannung EF , ΣM läßt sich angenähert dem Momente in K gleich setzen, welches die ganzen auf den Trägerteil links des Schnittes JK wirkenden äußeren Kräfte erzeugen. Man hat dann einfach:

$$S_{CD} = -\frac{M_K}{h} \text{ und ebenso würde sich finden: } S_{GH} = +\frac{M_J}{h}.$$

Bei positivem Momente M ist die Spannung im Obergurte stets ein Druck, im Untergurte ein Zug.

Es ergibt sich aus obigem allgemein, daß bei einem mehrteiligen Systeme die Spannungen der Gitterstäbe der Transversalkraft direkt, der Teilungszahl umgekehrt proportional sind, daß ferner der eine der sich kreuzenden Stäbe stets gezogen, der andere gedrückt ist, daß endlich die Gurte dem Momente direkt, der Trägerhöhe umgekehrt proportional sind und ein Gurt gezogen, der andere gedrückt wird.

Bei Benutzung dieser Näherungsregeln ist die Richtung des Schnittes wohl zu beachten. Wirkt z. B. (Fig. 78c) die zufällige Last auf den Obergurt, das Eigengewicht auf beide Gurte und konstruiert man drei Momentenkurven, wovon die Kurve o die Momentenkurve der Obergurtsbelastung durch das Eigengewicht, u die Momentenkurve der Untergurtsbelastung durch das Eigengewicht, z jene durch die zufällige Last darstellt, so erhält man das Moment im Punkte J durch die Addition der Ordinaten M_o , M_z und M_u , wobei M_u erhalten wird, indem man durch den Punkt N , in welchem die Vertikale durch K die Eigengewichts-Momentenkurve des Untergurtes trifft, eine Tangente an diese Kurve u zieht, welche auf der Vertikalen durch J das verlangte Stück abschneidet. Die Richtigkeit ergibt sich, wenn man sich diese Tangente als Seilspannung, u als Seilkurve denkt. Bei Bestimmung der Spannung in GH wäre nur die in der Vertikalen K' liegende Ordinate M'_u ohne weiteres benutzbar, während man, um die Werte M'_z und M'_o zu erhalten, durch jene Punkte Tangenten zu ziehen hat, in welchen die Vertikale JJ' die Kurven o und z trifft. Sind beide Stablagen unter gleichen Winkeln geneigt, so entfällt die erwähnte Korrektur, da KJ vertikal wird.

Ähnliches ist hinsichtlich der Transversalkräfte der Fall. Für die Bestimmung der Spannung des Stabes AB in Fig. 78b hat man, wenn z. B. die Last auf den Untergurt wirkend gedacht wird und die Kurve z die Maximal-Transversalkräfte der zufälligen Last, o die Transversalkraftskurve der Obergurts-Eigenbelastung, u jene der auf den Untergurt wirkenden Kräfte darstellt, einfach die Werte R_u , R_z und R_o zu addieren, welche dem punktierten Schnitte CD entsprechen.

Ein Beispiel der Berechnung eines mehrteiligen Fachwerkes ist auf T. VI, F. 30 bis 35 dargestellt. Die Beschreibung folgt weiter unten § 41.

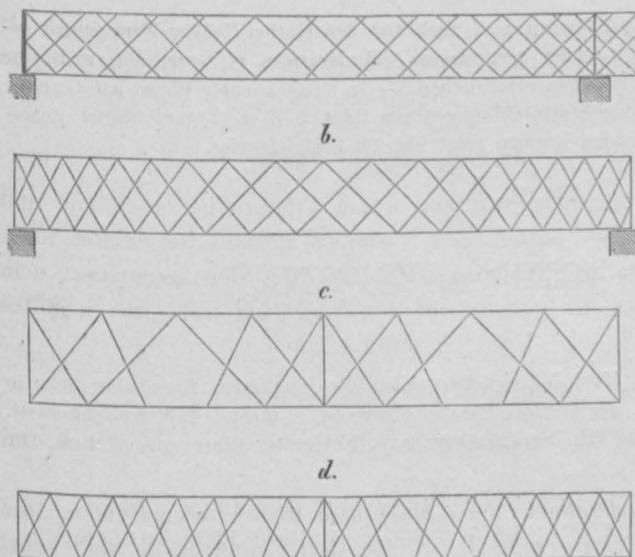
Besondere Arten.

Systeme mit konstanter Gitterstabspannung. Man hat versucht, behufs einheitlicher Durchführung der Stabkaliber Anordnungen zu treffen, bei welchen die Gitterstabquerschnitte konstant ausfallen. Entsprechend Gl. 120, S. 347

Fig. 79.

 α .

$$S = \frac{1}{n} R \sec \alpha$$



kann man dies dadurch erreichen, daß man entweder die Teilungszahl n oder den Stellungswinkel α variiert, s. Fig. 79. Im zweiten Falle stellen sich die Gitterstäbe gegen das Ende zu steiler, im ersten rücken sie gegen die Mitte weiter auseinander; die letztere Konstruktion ist bei Brücken der österr. Staatsbahn, erstere bei der Brücke der österr. Kaiserin Elisabeth-Bahn über die Wien bei Wien zur Ausführung gekommen. Beide Anordnungen haben den Nachteil, daß die Maschenweite ungleich ausfällt, bei der ersteren tritt außerdem der mißliche Umstand hinzu, daß sich die Gitterstäbe am Knoten nicht in einem Punkte treffen, bei der zweiten, daß die Materialmenge derselben sich wesentlich vergrößert.

Statisch bestimmte Parallelträger, deren Gitterstäbe nur in einem Sinne beansprucht werden, lassen sich bilden, wenn man in ein Hauptssystem von Fachwerksstäben ein Nebensystem so einschaltet, daß die Last einer gewissen Anzahl von Knotenpunkten des Nebensystems durch eine in der Mitte des Trägers befindliche Vertikale ganz oder nur zum Teil auf das Hauptssystem übertragen wird; im letzteren Falle vermittelt ein zweites Nebensystem die Übertragung der verbleibenden Drücke auf die Enden.¹⁷⁾ Auch dieser Anordnung stehen praktische Bedenken entgegen, welche einerseits in einem größeren Materialaufwande, andererseits in dem Umstande liegen, daß die Knotenpunkte des Nebensystems bei derartigen Anordnungen sich mehr als jene des Hauptsystemes senken, wodurch eine unebene Bahn entsteht; endlich ist noch als Nachteil zu bezeichnen, daß die steif zu konstruierenden Druckstäbe des Haupt- und Nebensystems sich kreuzen.¹⁸⁾ — Zur Ausführung ist genanntes System bisher nach Wissen des Verfassers nicht gekommen.

§ 40. Träger mit schwebenden Stützen.

In § 1 dieses Kapitels haben wir als Träger mit schwebenden Stützen (Gerber-Träger) eine kombinierte Trägerkonstruktion kennen gelernt, deren äußere Kräfte bzw. Auflager-Reaktionen statisch bestimmt sind. Ist die Anzahl der gleichzeitig wirksamen

¹⁷⁾ Siehe Wochenbl. f. Arch. u. Ing. 1880, S. 10.

¹⁸⁾ Vergl. Winkler. Beitrag zur Wertschätzung der Träger mit statisch bestimmtem, mehrteiligen Fachwerk. Wochenbl. f. Arch. u. Ing. 1880, S. 75.

Stäbe in jedem Träger für sich $= 2k - 3$, wenn k die Anzahl der Knotenpunkte, so sind auch die inneren Kräfte jedes Stabes und damit das ganze System statisch bestimmbar. Ferner wurde in § 24 die graphische Ermittlung der Transversalkräfte und Momente für zwei Träger-Kombinationen besprochen. Handelt es sich um einen Träger mit parallelen Gurtungen, so sind diese Werte direkt zur Ermittlung der Maximalspannungen für Gurte und Füllungsstäbe verwendbar. In nachstehendem soll das Verfahren unter Zugrundelegung eines Systemes von Einzellasten und für eine Fachwerksanordnung, welche T. VII, F. 6 zeigt, vorgeführt werden. Die Knotenpunkte des Untergurtes des überragenden Teiles und des Obergurtes des mittleren Trägers liegen auf einer Parabel. Die erwähnte Konstruktion hat den praktischen Vorteil, daß an Pfeilermauerwerk der Seitenöffnungen gespart und für die mittlere Durchfahrtsöffnung die ganze Höhe der Träger der Seitenöffnungen gewonnen wird, vergleiche die einschlägigen Paragraphen des X. Kapitels.

Analog wie bei dem einfachen Träger lassen sich auch für den Gerber-Träger Formen mit gekrümmtem Ober- und Untergurt entwickeln, welche bestimmten Anforderungen genügen, also z. B. die Durchführung eines nahezu konstanten Querschnittes ermöglichen. — In letztgenannter Weise hat Gerber die Brücke über den Main bei Hassfurt, welche drei Öffnungen von 23,9, 37,9 u. 23,9 m besitzt, ausgeführt. Die in genanntem Falle sich ergebenden Formen zeigt Fig. 80 beispielsweise.

Fig. 80.



Beispiel, s. F. 6 bis 15, T. VII. Zwei Mittelpfeiler teilen die eingleisige Eisenbahnbrücke in drei Öffnungen von 20 m, 24 m und 20 m, der mittlere Parabelträger von 20 m Stützweite freischwebend. Höhe des Parallelträgers 2,5 m, größte Höhe des Parabelträgers 2 m, Felderlänge durchgehend 2 m. Die Diagonalen schlaß konstruiert.

Die Ordinaten	11 11'	13 13'	14 14'	15 15'	16 16'	17 17'	18 18'	19 19'
berechnen sich mit	1,125	0,875	1,500	1,875	2,00	1,875	1,500	0,875 m.

Das Gewicht der Fahrbahn ist mit 0,8 t f. d. Meter und Gleis, das totale Eigengewicht der Tragwände mit 1,244 t f. d. lfd. m angenommen. Es ergibt sich daraus das Gewicht eines oberen Knotenpunktes für einen Träger $P_o = \frac{1}{2} \left[\frac{1,244 - 0,8}{2} + 0,8 \right] 2 \text{ m} = 1,025 \text{ t}$ und für einen unteren Knotenpunkt

$$P_u = \frac{1}{2} \left[\frac{1,244 - 0,8}{2} \right] 2 = 0,225 \text{ t.}$$

In F. 13, T. VII ist nach Cremona's Methode das Schema für die Beanspruchungen durch das Eigengewicht dargestellt; zu jener Zeichnung ist die Kenntnis der in den Auflagerpunkten 0 10 und J angreifenden Kräfte nötig. Dieselben rechnen sich einfach, da in J das halbe Gewicht des Parabelträgers 4 P angreift und die Reaktion A_0 in 0 sich aus der Gleichung für die Momente um 10 ergibt.

Wir untersuchen zunächst die Transversalkräfte und Momente in den einzelnen Punkten unter Zugrundelegung des in der Figur dargestellten Einzellastsystems.

Transversalkräfte. Strecke AB. Im ersten Felde 0' 1' wird R zum Maximum, wenn in 1' die Last I liegt; die Lasten II bis IX finden auf AB Platz, die übrigen sind wegzulassen. Legt man einen Papierstreifen, welcher den Träger repräsentiert, so, daß I und 1' sich decken und projiziert die Punkte A und B auf das Seilpolygon, so erhält man die Schlußlinie $A_1 B_1$, eine Parallele hierzu schneidet auf der Kräftevertikalen die Strecke $\max R_1 = 25,6 \text{ t}$ ab.

Im zweiten Felde muß I über 2' liegen, dieser Stellung entsprechen die mit dem Papierstreifen gefundenen Punkte $A_2 B_2$. Die Last IX, zur Gruppe VII VIII IX gehörig, fällt auf BJ, erzeugt daher eine negative Transversalkraft. Es fragt sich daher, ob diese Gruppe beizubehalten. Die Lage der Schlußlinien ergibt sich aus der Bedingung, daß die Momente in A und J gleich Null sein müssen. Verlängert man die Seilpolygon-Seite IX, X bis zum Schnitte B_2' , so schneidet die Parallele zu $A_2 B_2'$ durch den

Die negativen Maximalmomente im Felde AB sind durch die Ordinaten einer Geraden durch A gegeben, welche auf der Vertikalen in B den Wert $\max - M_{10}$ abschneidet. Die Einflußlinie für die negativen Momente in AB (für 3 als Beispiel dargestellt) zeigt, daß die schwersten Lasten dicht um J anzuordnen sind und die Einheitslasten auf BJ jener auf JK möglichst gleichkommen müssen. Es ist dies dieselbe Stellung, welche für $\max - R_{AB}$ maßgebend war. Diesem Falle entspricht Polygon $A'B'K'$. Ferner erscheint $\max - M_{10} = 109 \text{ mt}$ unter B' , $\max - M_3$ rechnet sich hieraus z. B. mit $\max - M_3 = \frac{3}{10} 109 = 33 \text{ mt}$. Hiernach ergab sich:

Punkt	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
$\max + M$	0	41	87	106	123	131	123	103	87	51	0 mt
$\max - M$	0	11	21	33	44	55	65	76	87	98	109 mt.

Aus den Werten der Momente und Transversalkräfte lassen sich numerisch oder graphisch die Spannungen der Fachwerksstäbe ermitteln.

Für die rechtsfallenden Diagonalen $m' - 1 m$ wird:

$$\max + S_{m'-1m} = \max (+ R_m) \sec \alpha; \quad \max - S_{m'-1m} = \max (- R_m) \sec \alpha;$$

man erhält, da $\sec \alpha = \sec \cdot \arctan \frac{2}{2,5} = 1,28$,

Stab	0 1	1' 2	2' 3	3' 4	4' 5	5' 6	6' 7	7' 8	8' 9	9' 10	t
$\max + S$	+32,7	+26,0	+21,0	+16,7	+12,5	+ 8,3	+ 6,0	+ 3,3	+ 0,9	0	
$\max - S$	- 7,0	- 8,5	-10,2	-13,0	-15,6	-19,4	-23,9	-27,9	-33,2	-39,7	t.

Konstruiert man einen Maßstab, für welchen die Einheit $\frac{1}{1,28}$ mal jener für die Transversalkräfte gemacht wird, so kann man die Werte S direkt abmessen.

Für das Eigengewicht ergab sich bei rechtsfallenden Diagonalen:

S_p	+5,6	+4,0	+2,4	+0,8	-0,8	-2,4	-4,0	-5,6	-7,2	-8,8	t.
-------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	----

Aus Vergleichung der Zahlen ergibt sich, daß in den ersten sieben Feldern Gegendiagonalen einzuschalten sind.

Die Diagonalen 10' 11 und 10 11' werden, da die Eckpunkte des Untergurtes auf einer Parabel liegen, durch das Eigengewicht gar nicht beansprucht. F. 9 zeigt die Einflußlinie für 10' 11; die größte Beanspruchung auf Zug entsteht, wenn die schwersten Lasten dicht um 11' liegen und nur die Strecke BS belastet ist. Es finden in unserem Falle die Lasten I, II, III, II in 11' Platz. Die Ermittlung der Spannung selbst erfolgt in bekannter Weise am einfachsten aus der Einflußlinie oder indem man mittels des Seilpolygons für die betreffende Stellung die Werte M und R für einen Schnitt I ermittelt und hieraus $\max + S_{10' 11}$ durch Rechnung festlegt. Für die größte Zugspannung in 10 11' ist Strecke SK , und zwar mit den schwersten Lasten in 12 zu belasten.

Die Vertikalen erfahren durch das Eigengewicht allein nachstehende Beanspruchungen, wobei zu beachten ist, daß für jeden Fall jene Diagonale beizubehalten ist, in welcher Zug entsteht.

Vertikale	0 0'	1 1'	2 2'	3 3'	4 4'	5 5'	6 6'	7 7'	8 8'	9 9'	10 10'	11 11'
S_p	-5,4	-4,2	-2,9	-1,7	-0,4	-1,7	-2,9	-4,2	-5,4	-6,7	-7,9	-1,0 t.

Bei Untersuchung des Einflusses der zufälligen Last ist auf das Eigengewicht mit Rücksicht zu nehmen, da in jedem Falle nur jene Diagonale zur Wirksamkeit gelangt, welche Zug erfährt.

In 0 0' tritt die Maximalbeanspruchung auf, wenn der Stützendruck in A seinen größten Wert erreicht. Es ist I mit 1' zu decken und alle Lasten sind anzunehmen, welche auf AB fallen. Die Parallele zur Schlußlinie im Seilpolygon schneidet auf der Kräftevertikalen den Stützendruck R_0 ab. Die größte Druckspannung in den Vertikalen 0 0' bis 4 4' findet unter Wirkung der rechtsfallenden Diagonalen, der Vertikalen 5 5' bis 7 7' unter Wirkung der linksfallenden statt. Die zufällige Last erzeugt in den Stäben 0 0' bis 7 7' keine Zugspannung, das Eigengewicht die kleinste, dem oberen Knotengewichte gleichkommende Druckspannung dann, wenn durch die zufällige Last links die rechtsfallenden, rechts die linksfallenden Diagonalen zur Wirksamkeit gelangen, was nur innerhalb der Strecke, wo Gegendiagonalen vorhanden sind, geschehen kann.

Eine besondere Beachtung verlangt Vertikale 10 10'. F. 11, T. VII zeigt die Einflußlinie für den Fall, daß Diagonale 10 11' zur Wirkung gelangt. Wir ersehen daraus, daß die größte Beanspruchung dann eintritt, wenn die ganze Strecke AK belastet ist. Die schwersten Lasten müssen dicht um B stehen. Für die gezeichnete Stellung des Zuges mußs Last VIII über B treffen, die Lasten I—XVI finden Platz. $\mathcal{A} \mathcal{B} \mathcal{C}$ zeigt das entsprechende Seilpolygon. Um die Transversalkraft für Schnitt I (s. F. 11 u. 14^b) zu erhalten, welche der Spannung des Stabes 10 10' entspricht, sind im Kräftepolygon Parallele zu den Geraden $\mathcal{A} \mathcal{B}$ und $\mathcal{B}' \mathcal{C}$ zu ziehen. $\mathcal{B}' \mathcal{C}$ tritt an Stelle der Seilpolygon-Seite, da sich die Lasten nur in den Knotenpunkten übertragen. Man findet $\max R_{10} = -\max (-S_{10 10'}) = 29,5$ t. Für diesen Fall wäre zu untersuchen, ob nicht mittlere Maschinen Brust an Brust eine größere Transversalkraft erzeugen. Es ergibt sich in der That für diesen Fall $R_{10} = 31,0$ t. Kennt man die Teilwerte von R_{10} , welche durch Belastung links und rechts entstehen, so kann man auch für diesen Fall unser Seilpolygon benutzen.

Kommt Diagonale 10' 11 zur Wirksamkeit (F. 12, T. VII), so trifft jeder Schnitt II II scheinbar vier Stäbe, demungeachtet ist es leicht, für drei Lagen von G die Spannung in 10' 11 zu ermitteln, da für G in 10' die Stäbe 10' 11', 9 10 und 10' 11 keine Beanspruchung erfahren, mithin als nicht vor-

handen betrachtet werden können, da ferner bei G in S , dem Durchschnittspunkte von 10 11 mit 11' 12, dasselbe hinsichtlich 10' 11 der Fall ist und für Last G in 11' der Stab 10' 11' ohne Beanspruchung bleibt. Es ist danach leicht das Polygon für 10 10' zu konstruieren. Da jedoch eine Zugspannung in 10' 11 nur dann auftritt, wenn insbesondere die Strecke 10' S (s. F. 9, T. VII) belastet ist, während die Belastung der Strecke SK Druck erzeugt, und dieser bei der ungünstigsten Belastung für 10' 10 weit aus den Einfluß der einzigen Last IX überwiegt, welche innerhalb BS zu liegen kommt, so ist für $max - S_{10 10'}$ einzig der Fall F. 11 maßgebend.

Wir stellen nunmehr die Beanspruchungen der Vertikalen zusammen.

Vertikale	0 0'	1 1'	2 2'	3 3'	4 4'	5 5'	6 6'	7 7'	8 8'	9 9'	10 10'	11 11'
$max + S$	-0,5	-1,0	-1,0	-1,0	-1,0	-1,0	-1,0	-1,0	-5,4	-6,7	-7,9	-1,0 t
	0	0	0	0	0	0	0	0	+0,8	+0	0	0 t
	-0,5	-1,0	-1,0	-1,0	-1,0	-1,0	-1,0	-1,0	-4,6	-6,7	-7,9	-1,0 t
$max - S$	-5,4	-4,2	-2,9	-1,7	-0,4	-1,7	-2,9	-4,2	-5,4	-6,7	-7,9	-1,0 t
	-30,8	-25,6	-20,3	-16,3	-13,0	-12,2	-15,2	-18,4	-21,8	-26,0	-31,0	-13,0 t
	-36,2	-29,8	-23,2	-18,0	-13,4	-13,9	-18,1	-22,6	-27,2	-32,7	-38,9	-14,0 t

Die oberen Zahlen jeder Gruppe geben den Einfluß des Eigengewichtes, die unteren jenen der zufälligen Last, die fettgedruckten die Summe beider Einwirkungen an.

Die Bestimmung der Spannungen in den Gurten erfolgt direkt aus den Momenten nach der Regel $S = \frac{M}{h}$, doch ist einige Vorsicht hinsichtlich der Wahl des Momentenpunktes nötig, als welcher stets der Fußpunkt jener Diagonale zu nehmen ist, welche zur Wirksamkeit gelangt. Hierbei kommt noch die gleichzeitige Wirkung des Eigengewichtes in Frage. Man erkennt bei unserer Betrachtung sofort, daß in den Feldern 1 bis 4 die rechtsfallenden, in den Feldern 5 bis 10 die linksfallenden Diagonalen wirksam anzunehmen sind und es bleibt nunmehr fraglich, welcher Stab im 5ten Felde der Behandlung zu Grunde zu legen ist. Die nähere Untersuchung zeigt, daß für einen Schnitt durch das 5te Feld für jene Laststellungen, welche die Momente M_4 und M_5 zum Maximum macht, die Transversalkraft positiv wird, daher in beiden Fällen die rechtsfallende Diagonale zur Wirksamkeit gelangt. Auch die Spannungen in den Gurten des überragenden Teiles erscheinen direkt aus den Momenten bestimmbar. Man erhält für die Spannungen, welche die zufällige Last erzeugt, nachstehende Resultate.

Obergurt	0' 1'	1' 2'	2' 3'	3' 4'	4' 5'	5' 6'	6' 7'	7' 8'	8' 9'	9' 10'	10' 11'	11' 12'
$max + S_x$	0	4,3	8,7	13,1	17,4	21,7	26,1	30,4	34,7	39,1	46,2	43,4 t
$max - S_x$	-20,5	-34,9	-42,4	-49,0	-52,2	-52,2	-49,0	-42,4	-34,9	-20,5	0	0 t
Untergurt	0 1	1 2	2 3	3 4	4 5	5 6	6 7	7 8	8 9	9 10	10 11	11 12
$max + S_x$	0	20,5	34,9	42,4	49,0	49,0	41,4	34,9	20,5	0	0	0 t
$max - S_x$	-4,3	-8,7	-13,1	-17,4	-21,7	-26,1	-30,4	-34,7	-39,1	-43,5	-55,9	-53,1 t

§ 41. Kontinuierliche Träger.

Die Berechnung der Spannungen kann genau nach der allgemeinen Methode, angenähert aber geschehen, indem man die Formeln für den vollen Querschnitt zu Grunde legt, die Momente und Transversalkräfte berechnet oder konstruiert und aus diesen die Gitterstab- und Gurtspannungen nach den bekannten allgemeinen Formeln bestimmt.

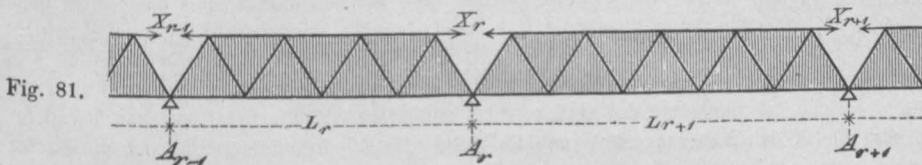


Fig. 81.

Wir betrachten zunächst einen Fachwerkträger, gehen von der in Fig. 81 gezeichneten Anordnung aus, ersetzen die oberen Gurtstäbe über A_{r-1} , A_r , A_{r+1} durch an den Enden angreifende Doppelkräfte X_{r-1} , X_r , X_{r+1} , dann bleiben lauter statisch bestimmte Träger übrig. Bezeichnet man die Längen dieser Felder mit L_1 , L_2 , ..., L_{r-1} , L_r u. s. w., so findet sich leicht für die Spannung S' irgend eines Stabes im Felde L_r

$$S' = \mathfrak{S}' + \alpha' X_{r-1} + \beta' X_r \dots \dots \dots 122.$$

und im Felde L_{r+1} ebenso für irgend einen Stab

$$S'' = \mathfrak{S}'' + \alpha'' X_r + \beta'' X_{r+1} \dots \dots \dots 123.$$

wenn \mathfrak{S} jene Spannungen sind, die das gegebene Belastungssystem in dem jeweiligen statisch bestimmten Träger erzeugt und α und β die leicht auf statischem Wege ermittelbaren Einflußgrößen der Stäbe für $X = 1$ bezeichnen. Die Formänderungsarbeit wird

$$\begin{array}{cc} \text{im Felde } L_r & \text{im Felde } L_{r+1} \\ \mathfrak{A}_r = \Sigma \frac{S'^2 l'}{2 E' F'} & \mathfrak{A}_{r+1} = \Sigma \frac{S''^2 l''}{2 E'' F''}, \end{array}$$

wenn l , E und F die jedem einzelnen Stabe betreffenden Größen der Länge, des Elastizitätsmodul und der Querschnittsfläche sind. Bezeichnet $\rho = \frac{l}{EF}$ den Formkoeffizienten und stellt man die Bedingung auf, daß die Abgeleitete nach jeder der Größen $X = 0$ sein muß, so liefern die Größen \mathfrak{A}_r und \mathfrak{A}_{r+1} in Bezug auf X_r differenziert, da X_r nur in diesen vorkommt, nach kurzer Rechnung:

$$X_{r-1} \Sigma \rho' \alpha' \beta' + X_r \Sigma (\rho' \beta'^2 + \rho'' \alpha''^2) + X_{r+1} \Sigma \rho'' \alpha'' \beta'' = - \Sigma \rho' \beta' \mathfrak{S}' - \Sigma \rho'' \alpha'' \mathfrak{S}'' \dots 124.$$

Da nun jede Stütze mit Ausnahme der ersten und letzten eine solche Gleichung liefert, so ist die Aufgabe eine bestimmte.

Beispiel. In F. 13 bis 15, T. VI ist ein kontinuierlicher Träger ($AB = 50$ m) dargestellt. Der Stab 20 über der Mittelstütze sei durchschnitten und durch die Doppelkraft XX ersetzt. Die Spannungen \mathfrak{S} , welche unter der gegebenen symmetrischen Totalbelastung in den Stäben des frei aufliegenden, statisch bestimmten Trägers entstehen, sind aus dem Kräfteplane F. 15 zu entnehmen. Die Spannungen α , welche in diesen Stäben auftreten, wenn an Stelle des die Kontinuität bewirkenden Stabes 20 eine Kraft 1 angebracht wird, ergeben sich aus dem Kräfteplan F. 14, welcher die merkwürdige Eigenschaft besitzt, zum zugehörigen Stabpolygone fast durchweg ähnlich zu sein. Für diesen Kräfteplan beachte man, daß die auf das einfache Fachwerk wirkende Kraft $\alpha_{20} = 1$ zur Herstellung des Gleichgewichtes die Kräfte κ und φ verlangt, welche in A bzw. B angreifen. (In der Figur ist die Pfeilrichtung von κ [nicht \mathfrak{S}] umzukehren und φ als von B nach links ziehend anzunehmen.) Die weiteren für die Berechnung nötigen Daten sind in Tabelle X eingetragen, zu welcher zu bemerken ist, daß $F_0 = 50$ qcm, $l_0 = 1000$ cm angenommen wurde.

Die Gleichungen 124 vereinfachen sich in unserem Falle, da der Symmetrie wegen $\mathfrak{S}' = \mathfrak{S}'' = \mathfrak{S}$, $\beta' = \alpha'' = \alpha$, $\beta'' = \alpha' = 0$ und $\rho' = \rho'' = \rho$ wird. Es ergibt sich

$$X \cdot \Sigma \rho \cdot \alpha^2 = - \Sigma \rho \alpha \mathfrak{S},$$

wobei die Summe nur auf ein Feld auszudehnen ist.

Es ergibt sich $X = \frac{691,3245 + 22,2012}{6,1747 + 0,3016} = + 110,2$ t. Vernachlässigt man den Einfluß der Füllungsmitglieder, so erhält man $X = \frac{691,3245}{6,1747} = + 111,9$ t.

Wenn man zur Vereinfachung der Rechnung annimmt, daß sämtliche Gurtstäbe, die ja gleich lang sind, auch durchweg denselben Querschnitt besitzen, so kann man ρ , das jetzt konstant wird, aus der Gleichung für X eliminieren und erhält $X \cdot \Sigma \alpha^2 = - \Sigma \alpha \cdot \mathfrak{S}$. Bei unseren Annahmen ergibt sich $X = \frac{380}{2,85} = + 133,3$ t.

Für eine gleichmäßig verteilte, auf den Untergurt wirkende Last von 1,9 t f. d. lfd. m, welcher die obige Annahme hinsichtlich der Knotenlasten entspricht, hätte man ein Stützenmoment

$$M = \frac{1}{8} q l^2 = \frac{1}{8} \cdot 1,9 \cdot 5000^2 = 59375 \text{ cmt}$$

erhalten, oder für X den Näherungswert von 118,7 t.

Wie eine nähere Betrachtung der Tabelle X zeigt, wurde der Träger so angenommen, daß er für die gegebene Belastung nahezu ein Träger konstanten Widerstandes, also konstanter Inanspruchnahme ist. Für derartige Träger aber ergibt sich, wie wir dies noch später bei Betrachtung der Durchbiegung sehen werden, ein Grenzwert, zwischen welchem Grenzwerte und dem Werte für den Träger konstanten Querschnittes die in Wirklichkeit vorkommenden Fälle liegen. Es sind also $X = 110,2$ und $X = 133,3$ Tonnen Grenzwerte, welche die äußerster mögliche Einflußnahme der Querschnitte auf den Wert X erkennen lassen.

Tabelle X.

No.	l	F	$\rho = \frac{l}{E \cdot F} \cdot \frac{E \cdot F_0}{l_0}$	\mathcal{E}	α	$\rho \cdot \alpha$	$\rho \cdot \alpha \mathcal{E}$	$\rho \cdot \alpha^2$	$\alpha \cdot X$	S
Fällungsglieder.										
1	707	38	0,9297	— 53,6	+ 0,141	+ 0,1311	— 7,0270	+ 0,0185	+ 15,5	— 37,1
3	707	38	0,9297	+ 53,6	— 0,141	— 0,1311	— 7,0270	+ 0,0185	— 15,5	+ 37,1
5	707	12	2,9447	— 26,8	+ 0,141	+ 0,4152	— 11,1274	+ 0,0585	+ 15,5	— 11,3
7	707	12	2,9447	+ 26,8	— 0,141	— 0,4152	— 11,1274	+ 0,0585	— 15,5	+ 11,3
9	707	15	2,3578	0	+ 0,141	+ 0,3324	0	+ 0,0469	+ 15,5	+ 15,5
11	707	15	2,3578	0	— 0,141	— 0,3324	0	+ 0,0469	— 15,5	— 15,5
13	707	42	0,8413	+ 26,8	+ 0,141	+ 0,1186	+ 3,1785	+ 0,0167	+ 15,5	+ 42,3
15	707	42	0,8413	— 26,8	— 0,141	— 0,1186	+ 3,1785	+ 0,0167	— 15,5	— 42,3
17	707	69	0,5126	+ 53,6	+ 0,141	+ 0,0723	+ 3,8753	+ 0,0102	+ 15,5	+ 69,1
19	707	69	0,5126	— 53,6	— 0,141	— 0,0723	+ 3,8753	+ 0,0102	— 15,5	— 69,1
	cm	qcm		t			— 22,2012	+ 0,3016	t	t
Gurtstäbe.										
2	1000	27	1,8500	+ 38,0	— 0,100	— 0,1850	— 7,0300	+ 0,0185	— 11,0	+ 27
4	1000	55	0,9100	— 76,0	+ 0,200	+ 0,1820	— 13,8320	+ 0,0364	+ 22,0	— 54
6	1000	63	0,7950	+ 95,0	— 0,300	— 0,2385	— 22,6575	+ 0,0716	— 33,1	+ 61,9
8	1000	71	0,7050	— 114,0	+ 0,400	+ 0,2820	— 32,1480	+ 0,1128	+ 44,1	— 69,9
10	1000	60	0,8350	+ 114,0	— 0,500	— 0,4175	— 47,5950	+ 0,2088	— 55,1	+ 59,9
12	1000	50	1,0000	— 114,0	+ 0,600	+ 0,6000	— 68,4000	+ 0,3600	+ 66,1	— 49,9
14	1000	20	2,5000	+ 95,0	— 0,700	— 1,7500	— 166,2500	+ 1,2250	— 77,1	+ 17,9
16	1000	10	5,0000	— 76,0	+ 0,800	+ 4,0000	— 304,0000	+ 3,2000	+ 88,2	+ 12,2
18	1000	58	0,8600	+ 38,0	— 0,900	— 0,7740	— 29,4120	+ 0,6966	— 99,2	— 51,2
20	500	102	0,2450	—	+ 1,000	+ 0,2450	—	+ 0,2450	+ 110,2	+ 110,2
	cm	qcm		t			— 691,3245	+ 6,1747	t	t

Zur Vorführung der Näherungsmethode, sowie gleichzeitig als Beispiel für die Behandlungsweise eines mehrteiligen Fachwerkes diene Nachstehendes.

In F. 30—35, T. VI ist die Hälfte eines kontinuierlichen Trägers dargestellt. Die darin angegebenen Transversalkräfte und Momente wurden unter Zugrundelegung der Navier'schen Methode berechnet (vergl. S. 165 der 3. Abteilung dieses Werkes) und nach den hierzu angenommenen Maßstäben für das Eigengewicht und die zufällige Last in F. 31 u. 32 gesondert aufgetragen. In F. 31 bedeutet QR die Transversalkraftskurve infolge der zufälligen Last, KP jene infolge der Eigenlast auf den Obergurt, JO jene für den Untergurt. Nach der in § 39 vorgeführten Methode wurde nunmehr zunächst für die rechtsfallenden Stäbe, für welche z. B. die Schnittrichtung UV für Stab ST maßgebend ist, die Transversalkraft CD ermittelt, wobei die Verkehrslast auf den Obergurt wirkend gedacht wurde. Für die linksfallenden Stäbe gilt z. B. die Schnittrichtung ST für Stab UV ; die Transversalkraft CF wurde ebenfalls graphisch aufgetragen und das Verfahren in beiden Fällen für alle Stäbe durchgeführt. Die größte Zug- und Druckspannung jedes Stabes läßt sich hiernach direkt ermitteln. Für Stab ST ist z. B. die in der Vertikalen durch die Stabmitte erscheinende Ordinate die ihm entsprechende Transversalkraft $CD = 42 \text{ t}$, daher ist die Spannung gegeben durch $\frac{42}{n} \cdot \sec \alpha = \frac{42}{4} \cdot 1,414 = 42 \cdot 0,353 = 14,8 \text{ t}$, weil das System ein vierteiliges ist und $\alpha = 45^\circ$. Die in jedem Falle erforderliche Multiplikation mit dem Koeffizienten 0,353 läßt sich durch eine Maßstabsverwandlung erzielen, wenn man die Einheit des Kräftemaßstabes $\frac{1}{0,353}$ mal größer macht. Die vollen Linien in F. 31 geben daher Ordinaten, welche direkt die Spannungen der Gitterstäbe repräsentieren, innerhalb der Strecke II' werden die rechtsfallenden Stäbe auf Zug und Druck, innerhalb $A_1 I$ nur auf Zug, innerhalb $I' B_1$ nur auf Druck beansprucht.

Man kann auch die nötigen theoretischen Querschnittsflächen auf graphischem Wege bestimmen und ist dies bei vorliegendem Beispiele unter Zugrundelegung der vereinfachten Winkler'schen Formel geschehen. Die Transversalkraft der Eigenlast wurde einhalbmals, die zufällige im selben Sinne wirkende Transversalkraft einmal, die entgegengesetzt wirkende Transversalkraft der Verkehrslast ebenfalls einhalb-

mal genommen, alsdann wurden die Werte addiert (vergl. Gl. 46, S. 261). Hierdurch ergaben sich die strichpunktirten Linien; die Ordinaten dieser Kurven stellen gewissermaßen die reduzierten Transversalkräfte in demselben Sinne dar, welchen wir bereits hervorgehoben haben. Für den Stab ST wird z. B. $\bar{R} = CE = \frac{HJ}{2} + \frac{NO}{2} + \frac{MN}{2} + NR$ gefunden. Will man nun die Querschnittsfläche F ablesen, so wird für $K = 0,75$ t f. d. qcm als zulässige Inanspruchnahme für diesen Stab

$$F = \frac{\bar{R}}{n \cdot k} \sec \alpha = \frac{1,414}{4 \cdot 0,75} \bar{R} = \frac{\bar{R}}{2,12}.$$

Konstruiert man einen Maßstab, für welchen die Einheit Quadratcentimeter durch 2,12 Einheiten des Tonnenmaßstabes für \bar{R} ausgedrückt erscheint, so kann man direkt die Flächen der Stäbe als Ordinaten der strichpunktirten Kurven ablesen. Jenes ist in „zu F. 31“ (unterer Maßstab) geschehen. Nach diesem ergibt sich z. B. für die nötige Zugfläche des Stabes ST (durch Abmessen der Strecke CE) 21 qcm. In ähnlicher Weise ist die Bestimmung der übrigen Flächen erfolgt; die Resultate sind in F. 33 u. 34 eingetragen.

Für die Bestimmung der Gurtspannungen werden die Schnitte vertikal. Das für die Gurte VW und xy entfallende Moment findet sich durch Addition der Strecken $C'E' = M_0 + M_1$. Die Momente wurden wie erwähnt für eine zufällige Last $p_2 = 2,5$ t nach S. 159 der 3. Abteilung dieses Werkes aufgetragen. Für das Eigengewicht ist es nicht nötig, die auf Ober- und Untergurt entfallenden Lasten getrennt zu behandeln. Die Spannung des Gurtes rechnet sich aus $S = \frac{M_0 + M_1}{h}$. Da $h = 5$ m, so hätte man nur nötig, einen Maßstab zu zeichnen, für welchen 5 Momenteneinheiten = 1 t gemacht werden. Die strichpunktirte Linie liefert die reduzierten Momente, der Winkler'schen vereinfachten Formel entsprechend (vergl. Gl. 46, S. 261), wobei $\bar{M} = 0,5 M_0 + M_1 + 0,5 M_2$ gesetzt wurde. Wählt man wieder $k = 0,75$ t f. d. qcm als zulässige Inanspruchnahme, so ist die Fläche des Gurtes gegeben durch

$$F = \frac{\bar{M}}{h \cdot k} = \frac{\bar{M}}{5 \cdot 0,75} = \frac{\bar{M}}{3,75}.$$

Macht man die Einheit des Flächenmaßstabes = 3,75 Einheiten des Momentenmaßstabes, wie dies zu F. 32 (unten) geschehen ist, so kann man die Inhalte durch Abmessen bestimmen. Dieselben sind in F. 35 schematisch zusammengestellt.

Litteratur,

besondere Arten von Fachwerkträgern betreffend.

- Köpcke. Über Träger von gleichem Widerstande, insbesondere die Anwendung derselben zu Brücken durch Laves und Pauli. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1858.
- Schäffer. Über Träger mit gekrümmtem Rahmen. Zeitschr. f. Bauw. 1865.
- Schwedler. Der eiserne Überbau der Brahe-Brücke bei Czersk (Parabel-Träger). Zeitschr. f. Bauw. 1861.
- Schwedler. Die kurze und lange Oder-Brücke in Breslau (Schwedler-Träger). Zeitschr. f. Bauw. 1868.
- Schwedler. Der eiserne Überbau für die großen Öffnungen der Brücke über die Elbe in der Berlin-Lehrter Eisenbahn (Schwedler-Träger). Zeitschr. f. Bauw. 1868.
- Beschreibung des am 6. Dezember 1866 dem Ingenieur H. Gerber verliehenen Patentes auf Balkenträger mit freiliegenden Stützpunkten. Zeitschr. d. bayr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1870.
- Schäffer. Graphische Ermittlung der Ordinaten des Schwedler'schen Trägers. Zeitschr. f. Bauw. 1873, S. 237.
- Heuser. Graphische Ermittlung der Ordinaten des Schwedler'schen Trägers. Zeitschr. f. Bauw. 1873, S. 523.
- Schäffer. Graphische Ermittlung der Ordinaten u. s. w. für den Schwedler'schen Träger. Zeitschr. f. Bauw. 1874, S. 391.
- Launhardt. Neue Modifikation des Schwedler-Trägers. Deutsche Bauz. 1876, S. 61, 101, 121, 176, 211, 245.
- Pfeuffer. Der Ellipsen-Träger. Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1876, S. 224.
- Eisenbahn-Brücke über die Weichsel bei Thorn (Ellipsen-Träger). Zeitschr. f. Bauw. 1876.
- Meyer und Hinrichs. Der eiserne Überbau der Warthe-Brücke bei Posen (Gerber'scher Gelenkträger). Zeitschr. f. Bauw. 1877.
- Kayser. Über die Grundform der sogen. Schwedler-Träger. Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1877, S. 529.
- Quietmeyer. Berechnung der Form und der Spannungen eines Brückenträgers von 72 m Stützweite u. s. w. (Prinzip Schwedler). 1877, S. 233.
- Melan. Fachwerkträger mit konstanter Gurtspannung. Wochenschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1876, S. 198. (Vergl. indessen hierzu: Schäffer. Zeitschr. f. Bauw. 1865.)
- Stelzel. Zur Formbestimmung des Schwedler'schen Trägers. Techn. Blätter 1879, S. 1.
- Ritter. Über das Schwedler'sche Fachwerk. Rigaer Ind.-Ztg. 1879, S. 41.
- Häseler, E. Beitrag zur Theorie der eisernen Balkenträger. Civiling. 1879, S. 311—322.
- Die Lahn-Brücke der Staatsbahn bei Oberlahnstein (Parallel-Träger). Zeitschr. f. Bauw. 1882.

E. Nebenspannungen (sekundäre Spannungen).

§ 42. Allgemeines.

Außer den Hauptspannungen (primären Spannungen), welche das Eigengewicht, die zufällige Belastung u. s. w. in den Stäben eines Fachwerks hervorrufen, falls dasselbe an den Knoten durch reibungslos wirkende Gelenke verbunden gedacht wird, entstehen in demselben ferner Spannungen, welche von verschiedenen Ursachen herrühren und von denen wir einige einer näheren Betrachtung unterziehen wollen. Diese Nebenspannungen (sekundären Spannungen, Zusatzspannungen) können beabsichtigte oder unbeabsichtigte sein. Zu ersteren sind jene Spannungen zu zählen, welche bei der Montierung durch ein schärferes Anspannen der schlaffen Diagonalen erzeugt werden und ein Durchsacken derselben verhindern sollen (vergl. Kap. XVI, § 14), zu den beabsichtigten Spannungen zählen ferner jene Kräfte, welche in den nunmehr veralteten Konstruktionen von Rider, John, Schifkorn und Howe in die Druck- bzw. Zugstäbe gebracht werden. Der Umstand, daß solche Anordnungen wesentlich mehr Material erfordern, daß die Spannungen selbst bei Anwendung dynamometrischer Schlüssel sich selten genau so erzeugen lassen, wie dies der Fall sein sollte, man daher über die tatsächlich herrschenden Kräfte nie im Klaren ist, hat jenes Verfahren zu Fall gebracht. Zweckmäßiger erscheint die von Köpcke getroffene Anordnung, welche wir in § 48 besprechen werden.

Unbeabsichtigte Spannungen können bei der Montierung durch Arbeitsmängel, namentlich durch Ungenauigkeit in der Ablängung der einzelnen Stäbe entstehen, ebenso können infolge von Differenzen in der Temperatur einzelner Stäbe beim Vernieten oder Ablängen Spannungen in der Konstruktion hervorgerufen werden. Einen weiteren wesentlichen Einfluß üben die Auflagerungen aus. Bei einfachen Trägern ist zwar eine Höhenänderung der Pfeiler ohne Belang, bei kontinuierlichen entstehen jedoch durch diese wesentliche Einwirkungen. In anderer Beziehung können die Auflager dadurch Spannungen hervorrufen, daß die in denselben auftretenden Reibungen überwunden werden müssen, sobald eine Längenänderung des Trägers bei Temperaturwechseln oder bei der Durchbiegung eintritt. Näheres hierüber findet sich im X. Kapitel bei Besprechung der Lagerkonstruktionen und Kap. VII, S. 30. Eine andere bedeutende Quelle von Nebenspannungen bieten gewisse Verhältnisse, welche in der Konstruktion des Trägers selbst liegen. Überträgt sich die Last nicht in den Knotenpunkten direkt, so haben die einzelnen Stäbe z. B. die Gurte, auf denen Querträger oder Schwellen ruhen, noch die Biegungsspannungen aufzunehmen, welche durch die Einwirkung der einzelnen Drücke entstehen; auch das Eigengewicht verteilt sich auf den ganzen Stab und erzeugt Biegungsspannungen, welche bei großer Entfernung der Knotenpunkte eine beachtenswerte Größe erreichen können. Die ausgiebigste Quelle zum Entstehen von Nebenspannungen aber liefert die Starrheit der Knotenverbindungen, der Einfluß der Durchbiegung der Querträger und der Umstand, daß die Gurte nicht nur als Teile der vertikalen Trägerwände wirken, sondern gleichzeitig auch als Konstruktionsglieder der Windverstrebnngen erscheinen, welche die Horizontalkräfte aufzunehmen haben. Auf letzteren Punkt werden wir bei Besprechung der Windverstrebnngen zurückkommen. Endlich ist es der Einfluß der Temperatur, welcher ebenfalls Nebenspannungen hervorrufen kann.

Es sollen zunächst die einflussreichsten unter den unbeabsichtigten bzw. unvermeidlichen Nebenspannungen besprochen werden, nämlich diejenigen, welche in der Anordnung der Knotenverbindungen, in der Querträgereinspannung, im Temperaturwechsel, in fehlerhafter Ablängung und (bei kontinuierlichen Trägern) in der Stützensenkung begründet sind; hiernach wird von beabsichtigten Nebenspannungen die Rede sein.

§ 43. Einfluss starrer Knotenverbindungen.

Die geraden Verbindungslinien zweier Knotenpunkte eines belasteten, deformierten Trägers nennt man die Stabsehn. Ist die konstruktive Anordnung des Knotens gelenkförmig und Reibung nicht vorhanden, so fällt die Schwerachse des deformierten

Fig. 82. Druckstäbe.

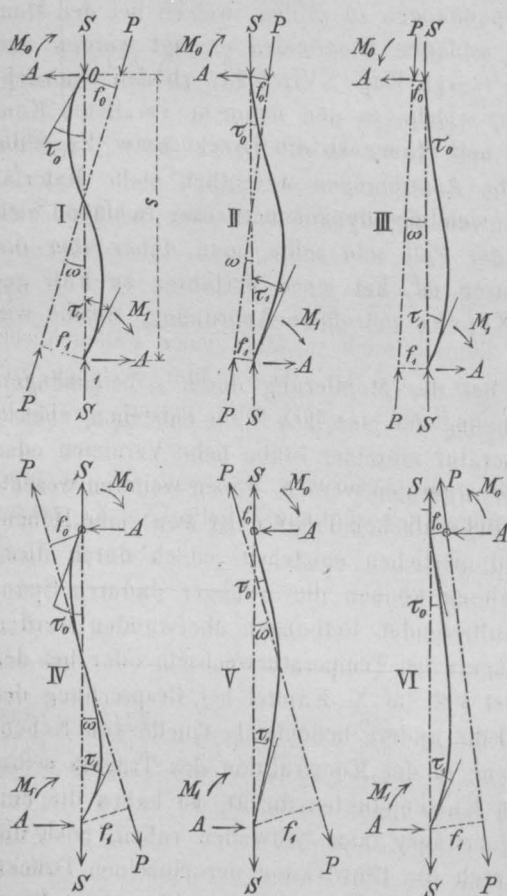


Fig. 83. Zugstäbe.

Stabes mit der Stabsehne zusammen, bei gelenkigten oder unter Reibung wirkenden Knotenverbindungen nimmt der Stab die Form eines eingeklemmten, axialbelasteten Stabes an. Denken wir uns einen solchen Stab 01 von der Länge $01 = s$ (Fig. 82, I) dicht an einem Knoten O durchschnitten und an der Schnittfläche die inneren Kräfte angebracht, so lassen sich diese zu der unter dem Winkel ω gegen die Stabsehne wirkenden Resultierenden P_0 vereinigen, welche sich wieder durch eine in Richtung der Stabsehne wirkende Kraft $S_0 = P_0 \cos \omega$, eine senkrecht hierzu angreifende $A_0 = P_0 \sin \omega$ und ein Drehmoment $M_0 = f_0 P_0$ ersetzen lässt. Ebenso erhält man für einen Knoten 1 die Werte S_1 , A_1 und M_1 . Das Gleichgewicht fordert $P_0 = P_1$ oder $A_0 = A_1$; $M_0 + M_1 - As = 0$, $S_0 = S_1$. Die Gleichung der elastischen Linie für einen beliebigen Punkt N, der um x auf 01 gemessen von O absteht, wird:

$$\frac{d^2 y}{dx^2} = \pm \frac{S}{EJ} y + \frac{A}{EJ} x - \frac{M_0}{EJ};$$

hierbei gilt, wenn man das Moment M_0 als positiv annimmt, im Falle es rechtsdrehend wirkt, das obere Zeichen, wenn S eine Zugspannung, das untere, wenn S eine Druckspannung ist. J ist das Trägheitsmoment

des konstant betrachteten Stabquerschnittes für eine Achse normal zur Trägerebene durch den Schwerpunkt des Stabquerschnittes gelegt, E der Elasticitätsmodul. Integriert man die Gleichungen unter Erfüllung der Bedingung, dass für $x = 0$, $y = 0$, ferner für $x = s$, $y = 0$, für $x = 0$, $\frac{dy}{dx} = \tau_0$, für $x = s$, $\frac{dy}{dx} = \tau_1$ werden muss, so erhält man

$$M_0 = K \tau_0 + L \tau_1 \dots \dots \dots 125.$$

τ_0 und τ_1 sind positiv zu nehmen, wenn sie von der Stabsehne im Sinne einer rechtsdrehenden Bewegung abweichen, und bedeuten die Winkel, welche die deformierte

Stabachse mit der Stabsehne am bezüglichlichen Knotenpunkt einschließt. Wir nennen sie die Stellungswinkel. Weiter ist, wenn ein Hilfswinkel $\rho = \sqrt{\frac{S s^2}{E J}}$,

für Zugstäbe:

$$\left. \begin{aligned} K &= \left\{ \frac{\rho}{2 \rho \cotang \frac{\rho}{2}} + \frac{1}{2} \cotang \frac{\rho}{2} \right\} \sqrt{E J S} = \left\{ \frac{4}{\rho} + \frac{2}{15} \rho - \frac{11}{6300} \rho^3 \dots \right\} \sqrt{E J S} \\ L &= \left\{ \frac{\rho}{2 \rho \cotang \frac{\rho}{2}} - \frac{1}{2} \cotang \frac{\rho}{2} \right\} \sqrt{E J S} = \left\{ \frac{2}{\rho} - \frac{1}{30} \rho + \frac{13}{12600} \rho^3 + \dots \right\} \sqrt{E J S} \end{aligned} \right\} 126.$$

für Druckstäbe:

$$\left. \begin{aligned} K &= \left\{ \frac{\rho}{4 - 2 \rho \cotang \frac{\rho}{2}} + \frac{1}{2} \cotang \frac{\rho}{2} \right\} \sqrt{E J S} = \left\{ \frac{4}{\rho} - \frac{2}{15} \rho - \frac{11}{6300} \rho^3 + \dots \right\} \sqrt{E J S} \\ L &= \left\{ \frac{\rho}{4 - 2 \rho \cotang \frac{\rho}{2}} - \frac{1}{2} \cotang \frac{\rho}{2} \right\} \sqrt{E J S} = \left\{ \frac{2}{\rho} + \frac{1}{30} \rho + \frac{13}{12600} \rho^3 \dots \right\} \sqrt{E J S} \end{aligned} \right\}$$

wenn $\cotang \rho$ die hyperbolische, $\cotang \rho$ die trigonometrische Kotangente des Hilfswinkels ρ .

Ist die Axialkraft S Null, so ergibt sich für die Werte K und L , falls S zunächst sehr klein gedacht wird,

$$K_0 = \frac{4 \sqrt{E J S}}{\rho} = \frac{4 E J}{s}; \quad L_0 = \frac{2 \sqrt{E J S}}{\rho} = \frac{2 E J}{s} \dots \dots \dots 127.$$

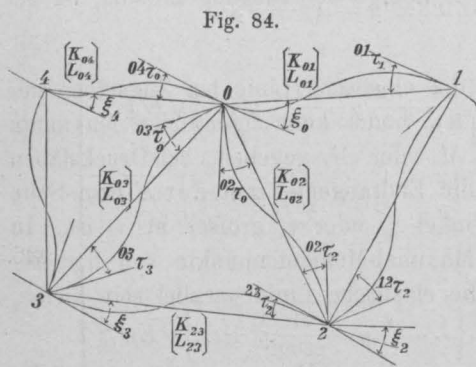
Die einfachen Ausdrücke K_0 und L_0 können auch in allen jenen Fällen direkt zur Berechnung benutzt werden, in welchen $\rho < 0,5$ ist. Der Fehler, welchen eine Änderung des Wertes ρ innerhalb 0 und 0,5 in K und L hervorruft, beträgt hierbei im Maximum $\frac{1}{2} \%$.

Manderla hat für größere Werte von ρ die Ausdrücke K und L für die praktisch vorkommenden Grenzen berechnet und möge die bezüglichliche Tabelle (No. XI) folgen.

Tabelle XI.

ρ	K	L	ρ	K	L	ρ	K	L	ρ	K	L
Druckstäbe.											
0,5	7,933	4,017	0,9	4,323	2,252	1,3	2,900	1,583	1,7	2,118	1,238
0,6	6,587	3,353	1,0	3,865	2,034	1,4	2,665	1,478	1,8	1,972	1,177
0,7	5,621	2,880	1,1	3,487	1,856	1,5	2,461	1,387	1,9	1,840	1,123
0,8	4,892	2,527	1,2	3,170	1,709	1,6	2,280	1,307	2,0	1,719	1,075
	$\sqrt{E J S}$	$\sqrt{E J S}$		$\sqrt{E J S}$	$\sqrt{E J S}$		$\sqrt{E J S}$	$\sqrt{E J S}$		$\sqrt{E J S}$	$\sqrt{E J S}$
Zugstäbe.											
0,5	8,067	3,983	.	.	.	2,0	2,254	0,940	6,5	1,221	0,218
0,6	6,747	3,313	1,4	3,039	1,384	2,5	1,909	0,730	7,0	1,199	0,197
0,7	5,807	2,834	1,5	2,861	1,287	3,0	1,694	0,590	7,5	1,181	0,180
0,8	5,106	2,473	1,6	2,706	1,201	3,5	1,550	0,487	8,0	1,166	0,166
0,9	4,563	2,192	1,7	2,570	1,124	4,0	1,449	0,412	8,5	1,154	0,154
1,0	4,131	1,968	1,8	2,452	1,057	4,5	1,376	0,354	9,0	1,143	0,143
1,1	3,781	1,782	1,9	2,346	0,997	5,0	1,322	0,308	9,5	1,133	0,133
1,2	3,490	1,629	.	.	.	5,5	1,280	0,272	10,5	1,125	0,125
1,3	3,246	1,497	.	.	.	6,0	1,247	0,242	.	.	.
	$\sqrt{E J S}$	$\sqrt{E J S}$		$\sqrt{E J S}$	$\sqrt{E J S}$		$\sqrt{E J S}$	$\sqrt{E J S}$		$\sqrt{E J S}$	$\sqrt{E J S}$

Die Ermittlung der Stellungswinkel gelingt unter der Annahme, daß die Knotenpunkte eines Systemes mit starren Verbindungen eine solche Lage annehmen,



als ob die Verbindungen vollkommen gelenkförmig wären, jedoch die Winkel zwischen den Endtangenten an die deformierten Stabachsen konstant bleiben. Wir denken uns daher die Stabsehnens 01, 02 u. s. w. (Fig. 84) als Stäbe eines Systemes mit gelenkförmigen Knoten, in denen die auf bekanntem Wege gefundenen Spannungen ${}^{01}S$, ${}^{02}S$ u. s. w. wirken. Bezeichnet allgemein $\sigma = \frac{s}{EF}$ die relative Längenänderung der Stabsehne s , so ist die Änderung des Winkels 102 gegeben durch

$$\Delta \varphi_{102} = \cotang \varphi_{021} (\sigma_{12} - \sigma_{02}) + \cotang \varphi_{012} (\sigma_{12} - \sigma_{01}) \dots\dots\dots 128.$$

Analog lassen sich die Änderungen aller um 0 gelegenen Stabsehnens-Winkel berechnen. Kennt man den Stellungswinkel nur eines Stabes, so kann man hieraus und aus den Werten $\Delta \varphi$ die Stellungswinkel aller übrigen Stäbe des Knotens sehr leicht durch eine einfache Addition oder Subtraktion der Winkeländerungen bestimmen; näheres siehe im nachstehenden Beispiele. Ist ξ_0 der Winkel, den die Endtangente des rechten Gurtstabes 01 mit der ihr zugehörigen Stabsehne bildet, so ist hiernach allgemein für den Stab 0n im Knoten 0

$${}^{0n}\tau_0 = \xi_0 + {}^{0n}\alpha_0, \dots\dots\dots 129.$$

wobei der obere Index sich auf den Stab, der untere auf den Knoten bezieht. Denkt man sich dicht am Knoten 0 alle daselbst eintreffenden Stäbe durchschnitten und an den Schnitten die inneren Kräfte wirkend, so erfordert das Gleichgewicht

$$\sum_{n=1}^{n=4} {}^{0n}M_0 = 0, \dots\dots\dots 130.$$

wobei wieder der Index unten auf den Knoten, der obere auf den Stab hinweist. Setzt man die einzelnen Werte ein, so ergibt sich:

$$\xi_0 = - \frac{\sum_1^4 ({}^{0n}K {}^{0n}\alpha_0) + \sum_1^4 ({}^{0n}L {}^{0n}\alpha_n) + \sum_1^4 ({}^{0n}L \xi_n)}{\sum_1^4 {}^{0n}K} \dots\dots\dots 131.$$

Da wir ebenso viele unbekannte Stellungswinkel ξ als Knotenpunkte haben und jeder der letzteren eine Gleichung liefert, so ist hiernach die Berechnung der Werte ξ leicht. In jeder Gleichung 131 erscheinen allerdings neben ξ_0 noch n (für Knotenpunkt 0 speziell 4) unbekannte Werte ξ , die Gleichung hat jedoch die Eigentümlichkeit, daß die Summe der beiden ersten Teile des Zählertrinomns und der Nenner gegen $\sum L \xi$ sehr groß sind; man erhält daher Näherungswerte, wenn man die letztgenannte Summe in jeder Gleichung für ξ zunächst gleich Null setzt, die so ermittelten Werte wieder in die vollständigen Ausdrücke einsetzt u. s. w.

Mit Hilfe der Werte ξ lassen sich aus Gl. 129 die τ , und hiermit nach Gl. 125 und 126 die Werte M bestimmen. Aus den Momenten M_0 und M_1 eines Stabes 01 findet man sehr einfach, wenn man bedenkt, daß ω stets sehr klein, daher P mit S vertauscht werden darf,

$$f_0 = \frac{M_0}{S}; \quad f_1 = \frac{M_1}{S}; \quad \omega = \frac{f_1 + f_2}{s} \dots\dots\dots 132.$$

Hierdurch ist die Lage der Stabkraft P bestimmt. Die Nebenspannung k'' , welche der Stab in irgend einem Punkte vom Abstände x infolge der Biegung erleidet, ist gegeben durch:

$$k'' = \frac{M_x e}{J}, \dots \dots \dots 133.$$

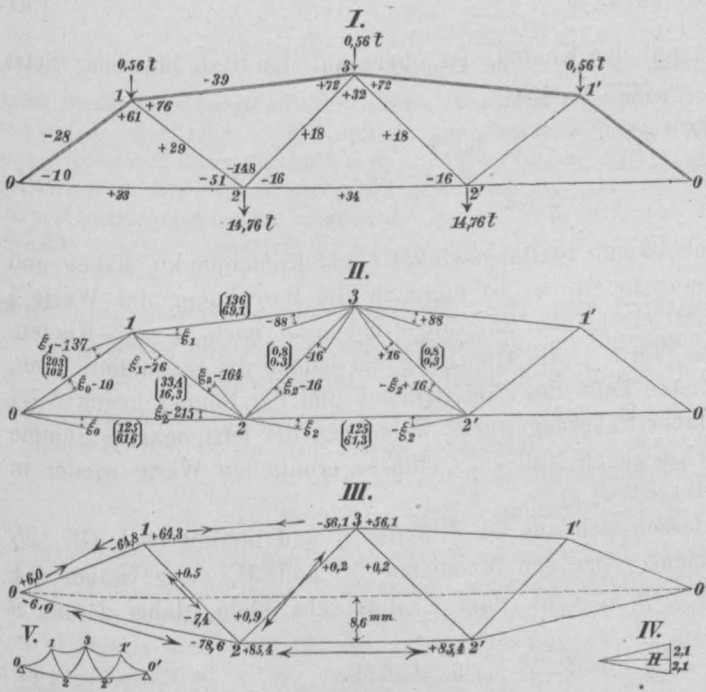
wenn e der Abstand der äußersten Faser. Da die elastische Linie bei Zugstäben der Kraftrichtung P stets die konvexe Seite zuwendet, findet kein eigentliches Maximum von M_x statt, der größte Wert von M_x ist durch M_0 oder M_1 gegeben; bei Druckstäben tritt ein Maximum von M_x nur dann ein, wenn die Endtangente auf derselben Seite der Stabsehnern liegen und einer der beiden Winkel τ_0 oder τ_1 größer als ω ist. In letzterem Falle liefert die Bedingung, daß am Maximal-Momentenpunkte von der Abszisse x die Richtung von P zur Tangente an die elastische Linie parallel sein müsse, die Werte:

$$\bar{x} = \frac{s}{\rho} \arctan \left[\frac{f_1}{f_0} \operatorname{cosec} \rho - \cotang \rho \right]; \max M_x = M_0 \sec \arctan \frac{\rho x}{s} \dots 134.$$

1. Beispiel, s. Fig. 85. Nachstehender Fachwerkträger (Ellipsenträger) von 12 m Spannweite, 4 m Höhe in 3, 2,9 m Höhe in 1 und 4 m Fachlänge ist in den Punkten 1, 3, 1' mit 0,56 t, in 2 und 2' mit 14,76 t belastet. Ober- und Untergurt sind aus einem T-Eisen von 20 cm Höhe, 12 cm Breite, 1,5 cm Dicke gebildet. Stab 12 und 23 sind Flacheisen von 20 cm. 1,5 cm bzw. 12 cm. 1,5 cm. Danach wurde bestimmt:

Stab	s	F	J	e	S	ρ	K	L
0 1	243	45,8	6160	13,2	-26,3	0,355	203	102
0 2	400	45,8	6160	13,2	+21,2	0,524	125	61,9
1 2	243	30,0	1000	10	+17,6	0,721	33,4	16,3
1 3	403	45,8	6160	13,2	-35,8	0,612	136	69,1
2 3	281	18,0	216	6	+6,5	3,447	0,832	0,264
2 2'	400	45,8	6160	13,2	+30,9	0,663	125	61,3
	cm	qcm	cm ⁴	cm	t	—	.1000	.1000.

Fig. 85.



In Gl. 129 lassen sich die Stellungswinkel direkt aus der Symmetrie bestimmen. Es müssen nämlich die Winkel der Stäbe 3 1' und 3 1 einander entgegengesetzt gleich sein, dies giebt $\xi_3 = -(\xi_3 - 176)$; $\xi_3 = 88$. Ebenso ergeben sich die Winkel in 2' aus der Symmetrie mit 2. Der weitere Schritt besteht in Aufstellung der Gl. 130. Man bekommt z. B. (s. Fig. 85, II):

Knotenpunkt 1

$$\begin{array}{l|l} {}^{01}M_1 = 203 (\xi_1 - 137) + 102 (\xi_0 - 10) & {}^{01}M_1 = -64,8 \text{ cmt} \\ {}^{12}M_1 = 33,4 (\xi_1 - 76) + 16,3 (\xi_2 - 164) & {}^{12}M_1 = +0,5 \text{ cmt} \\ {}^{13}M_1 = 136 \xi_1 - 69,1 \cdot 88 & {}^{13}M_1 = -64,5 \text{ cmt} \end{array}$$

$$\Sigma M = 0 = 102 \xi_0 + 372 \xi_1 + 16 \xi_2 - 40123 \quad \dots \quad \alpha.$$

und analog

Knotenpunkt 0

$$0 = -328 \xi_0 + 102 \xi_1 + 62 \xi_2 - 29313 \quad \dots \quad \beta.$$

Knotenpunkt 2

$$0 = 61,6 \xi_0 + 16,3 \xi_1 + 222,9 \xi_2 - 33609 \quad \dots \quad \gamma.$$

Die Auflösung der Gleichungen α, β, γ giebt: $\xi_0 = 36, \xi_1 = 92, \xi_2 = 134$, woraus sich wie im Knotenpunkt 1 die Momente rechnen. Da die τ in Hunderttausendstel, die K und L in Tausenden ausgedrückt erscheinen, sind die erhaltenen Zahlen mit 100 zu dividieren, um Centimeter-tonnen zu erhalten; demnach ${}^{01}M_1 = 64,8 \text{ cmt}$ (s. Fig. 85, III). Als Kontrolle dient, dafs die Summe ΣM gleich Null sein mufs; kleine Differenzen werden passend ausgeglichen. Die nunmehr bekannten M gestatten die Ermittlung der Lage der Stabkräfte. So erhält man z. B. an Stab 0 2

$$f_0 = \frac{M_0}{S_0} = \frac{-51}{+21,2} = 2,4 \text{ mm}; \quad f_1 = \frac{M_1}{S_0} = \frac{-789}{+21,2} = -37,2 \text{ mm};$$

$$\omega = \frac{2,8 + 37,2}{4000} = 0,01 = 0^\circ 35'.$$

Da bei allen Druckstäben $\omega > \tau$ ist, findet das Maximum stets an den Knotenpunkten statt. Man hat daher für die Sekundärspannungen allgemein $k'' = \frac{M_e}{J}$, wobei überall das gröfsere der beiden Momente des fraglichen Stabes zu nehmen ist; dies giebt z. B. für 0 2

$$k'' = \frac{78,9 \cdot 13,2}{6160} = 0,169 \text{ t f. d. qcm.}$$

In dieser Weise erhält man für die direkten Spannungen $k' = \frac{S}{F}$ und die Nebenspannungen k'' :

Stab	0 1	0 2	1 2	1 3	2 3	2 2'
K'	0,573	0,463	0,587	0,780	0,361	0,673 t f. d. qcm
K''	0,198	0,169	0,074	0,137	0,093	0,183 t " "

Die Nebenspannungen betragen hiernach bis zu 24% der Hauptspannung.

Da die Stabkräfte in unserem Falle nicht mehr axial wirken, wird für irgend einen Schnitt durch den ganzen Träger das Gleichgewicht zwischen inneren und äufseren Kräften nicht mehr vollkommen bestehen. Indessen sind die Abweichungen in praktischen Fällen meist außerordentlich klein, sodaß eine Korrektur unnötig erscheint. Denkt man sich z. B. den Träger Fig. 85 im ersten Felde durchgeschnitten und die Summe der Momente um 1 aufgestellt, so ist das von den äufseren Kräften herrührende Moment 3120 cmt gegen 64,8 cmt als das größte infolge nicht axialer Wirkung der Stabkräfte entstehende Moment. Letzteres beträgt mithin nur 2%.

Durchbiegung. Konstruiert man ein Seilpolygon, für welches man an Stelle der Kräfte in den unteren Knotenpunkten die Summe der Winkeländerungen setzt, so giebt dieses den deformierten Untergurt und mithin die Durchbiegungen.

Für unser Beispiel wird in 2 und 2' $\Sigma \Delta \varphi = -51 - 148 - 16 = 215$ Hunderttausendstel. Wird diese Gröfse mit 2,15 mm, also 1000 mal gröfser aufgetragen, so hat man, um die Durchbiegungen in wirklicher Gröfse zu bekommen, da der Längenmafsstab 1:100, die Poldistanz

$$H = \frac{1000}{100} = 10 \text{ mm zu wählen.}$$

2. Beispiel. F. 16, T. VII zeigt das Schema der Fachwerksanordnung für die halbe Eisenbahnbrücke über die Pegnitz der Bahnlinie Nürnberg-Neubaus. Stützweite 36 m. Oben liegende Fahrbahn. Die Dimensionen und Beanspruchungen bei der auf der Tafel angegebenen totalen Belastung sind aus der daselbst befindlichen Tabelle ersichtlich. Die Querschnittsflächen der Druckstäbe sind gegenüber denjenigen der Zugstäbe vergrößert um $1 + 0,0001 \frac{s^2 F}{J}$. Für jeden Stab wurden die Werte J für eine zur Kräfteebene normale Schwerpunktsachse, und daraus $\rho = \sqrt{\frac{s^2}{EJ}}$ ermittelt. $E = 2000000$. Die

Kenntnis dieser Werte gestattet mit Hilfe der Tabelle XI, S. 359 die Bestimmung der Größen K und L . Alle Zahlen beziehen sich auf Tonnen und Centimeter und sind in die Tabelle eingetragen.

Nun wurde zur Bestimmung der Stellungswinkel geschritten. Zunächst wurde nach der Formel $\sigma = \frac{S}{EF}$ für jeden Stab die relative Längenänderung bestimmt. Die Zahlen sind in F. 16 eingetragen. Aus ihnen rechnen sich die Winkeländerungen. Im Dreieck I ist z. B.

$$\cotang 123 = 0,687, \cotang 213 = \cotang 132 = 200:380 = 0,526,$$

daher in Hunderttausendsteln

$$\Delta \varphi_{132} = \cotang 123 [\sigma_{12} - \sigma_{23}] + \cotang 213 [\sigma_{12} - \sigma_{13}] = 0,687 (37,5 + 26,0) + 0,526 (37,5 + 20,5) = 74.$$

Ebenso sind die anderen Werte $\Delta \varphi$ ermittelt und in F. 16 eingeschrieben. Bezeichnet man den Stellungswinkel des Stabes 35 in F. 17 mit ξ_3 , so findet man die Stellungswinkel der im Sinne von rechts nach links folgenden Stäbe des Stabbüschels in 3, indem man, da 3 ein oberer Knotenpunkt, für jeden Stab die Winkeländerungen der vorgehenden Stäbe subtrahiert. Es ist also z. B.

$$^{32}\tau_3 = \xi_3 + 37 - 32 = \xi_3 + 5, \text{ demnach } ^{32}\alpha_3 = +5.$$

In derselben Weise wurden die übrigen Stellungswinkel bestimmt und in F. 17 eingetragen, wobei ξ stets positiv angenommen wurde. Für jeden unteren Knotenpunkt ist ξ um die algebraische Summe der vorhergehenden Winkeländerungen zu vermehren; z. B.

$$^{40}\tau_6 = \xi_6 + 24 - 38 - 66 = \xi_6 - 80, \text{ es ist also } ^{46}\alpha_6 = -80.$$

Mit Hilfe der Werte α , K und L lassen sich die Gleichungen für ξ aufstellen, so erhält man z. B. für Punkt 1

$$\xi_1 = - \frac{[39.0 + 241.46 + 89.57] + [-21.69 + 116.14 + 49.130] + [21\xi_3 + 116\xi_2 + 130\xi_0]}{39 + 241 + 89}$$

$$\xi_1 = - \frac{22704 + 130\xi_0 + 116\xi_2 + 21\xi_3}{369}.$$

In eben dieser Weise lassen sich für alle anderen Punkte die Gleichungen ermitteln. Die auf S. 360 gegebene Näherungsmethode gestattet durch fortgesetztes Probieren eine ziemlich rasche Auflösung. Die Resultate sind in F. 19 eingetragen. Aus ξ rechnet sich nun τ und daraus das Moment; z. B. für

$$^{12}\tau_1 = \xi_1 + 46 = -60 + 46 = -14 \quad \text{und} \quad ^{12}\tau_2 = \xi_2 + 14 = 11 + 14 = +25,$$

demnach $^{12}M_1 = -241.14 + 116.25 = -474$. Da die Winkeländerung in Hunderttausendsteln, die Werte K und L in Tausenden gegeben waren, sind die Werte durch 100 zu dividieren, um Centimeter-tonnen zu erhalten; man hat demnach $^{12}M_1 = -4,7 \text{ cmt.}$ In entsprechender Weise wurden die übrigen Werte M bestimmt. Als Kontrolle dient, daß die Summe der Momente um einen Knotenpunkt Null sein muß. Es stimmt bei der geringen hier beibehaltenen Zifferzahl für die einzelnen Werte dies nie ganz; die Differenz ist auszugleichen. Die ausgeglichenen Werte sind in F. 19 eingetragen. Ist die für denselben Punkt ermittelte Summe der positiven Momente $+\Sigma'$ und die der negativen $-\Sigma''$, so verteilt man passend $\Delta = \frac{+\Sigma' - \Sigma''}{2}$ auf die Einzelwerte M nach Maßstab ihrer Größe. Aus den Momenten lassen sich die Zusatzspannungen und die Hebelarme der Stabkräfte nach den bekannten Formeln ermitteln.

Winkler hat auf Grund der Manderla'schen Methode eingehende Betrachtungen über die Nebenspannungen angestellt. Hiernach ist eine Konstruktion, die bezüglich dieser Spannungen sich sehr ungünstig stellt, u. a. der Warrenträger, bei welchem in den vertikalen Zwischengliedern die Nebenspannung 32%, bei gewissen Neigungen der Stäbe sogar bis 100% beträgt.

Das Fachwerk mit steifen Vertikalen zeigt in den Gurten in der Mitte eine Nebenspannung von 10–18%, an den Enden von 12–24%, bei Anwendung geneigter Druckstäbe erhält man für die Gurte in der Mitte 5–14%, an den Enden 6–12% an zusätzlicher Spannung.

Das Gitter stellt sich hinsichtlich der Nebenspannungen im zweiten Falle günstiger als bei Anwendung steifer Vertikalen. Als ungünstig zeigen sich auch die mehrteiligen Systeme, wenn der Radstand ein solcher ist, daß das eine System belastet, das andere unbelastet erscheint; es ist daher die Einfügung vertikaler Zwischenglieder zu empfehlen, um beide Systeme zu verbinden.

Bei den kontinuierlichen Trägern ist es speziell der Punkt über dem Auflager, in dessen Nähe die Nebenspannungen erhebliche Werte erhalten. Je geringer der Quer-

schnitt der Gitterstäbe, desto günstiger stellt sich der Träger bezüglich der Nebenspannungen, daher nimmt hier die erste Stelle der Parabelträger ein, ihm kommt der Hyperbel- oder Schwedlerträger zunächst.

Es fragt sich nun, was gethan werden kann, um eine Überanstrengung des Materials zu vermeiden; die Berechnung der fraglichen Spannungen in obiger Weise durchzuführen, kann man den Konstrukteuren nicht wohl zumuten, Näherungsformeln für dieselben sind schwer aufzustellen. Auch die Annahme verschiedener Konstruktionskoeffizienten für die einzelnen Systeme ist nicht zu empfehlen, da die Nebenspannungen wesentlich von den Trägheitsmomenten der Querschnitte abhängen.

Es ist auch nicht zu leugnen, daß die im Auszuge entwickelte Theorie, hinsichtlich welcher wir zugleich auf die Quelle¹⁹⁾ verweisen, das Problem nicht vollständig zu lösen vermag, wenn sie auch einen wesentlichen Fortschritt gegenüber den bisherigen Berechnungsweisen bildet. Je kleiner die Anschlußbleche sind, um so unvollkommener ist die Einspannung, auch ist nicht anzunehmen, daß die auf Biegung beanspruchten Zugstäbe vollkommen in der Kraftebene bleiben, es wird zugleich eine Torsion derselben eintreten u. s. w. In Anbetracht der bedeutenden Gröfse, welche in manchen Fällen die Nebenspannungen erreichen können, ist als nächstes Vorbeugungsmittel die Anwendung einer Bolzenverbindung ins Auge zu fassen.

§ 44. Nebenspannungen für wechselnde Belastung. Näherungsmethoden.

Die vorstehende, bereits für eine gegebene symmetrische Belastung ziemlich umständliche Ermittlungsweise der Nebenspannungen wird es noch mehr für variable Belastungen. Die Gröfsen K und L unserer Untersuchung sind höhere Funktionen von S , mithin werden es auch die hiervon abhängigen Nebenspannungen. Das Prinzip der einfachen Summierung der Wirkungen gilt im allgemeinen nicht mehr, die Methode der Einflußlinien versagt ihre Dienste. (Vergl. die kleingedruckte Bemerkung S. 216, § 2.) Näherungsweise kann jedoch das Verfahren angewendet werden, wenn man die Spannungen der Stäbe als sehr klein auffaßt bezw. die Wirkung der Axialkraft auf die Formänderung vernachlässigt. An Stelle der Werte K und L treten die von S unabhängigen Ausdrücke K_0 und L_0 (vergl. Formel 127, S. 359). Die Werte $\Delta\varphi$ bezw. ξ werden lineare Funktionen der Spannungen und damit der angreifenden Kräfte. Für die obige Annahme ist es ferner möglich, wesentliche Vereinfachungen des Verfahrens vorzunehmen, welche kurz erläutert werden sollen.

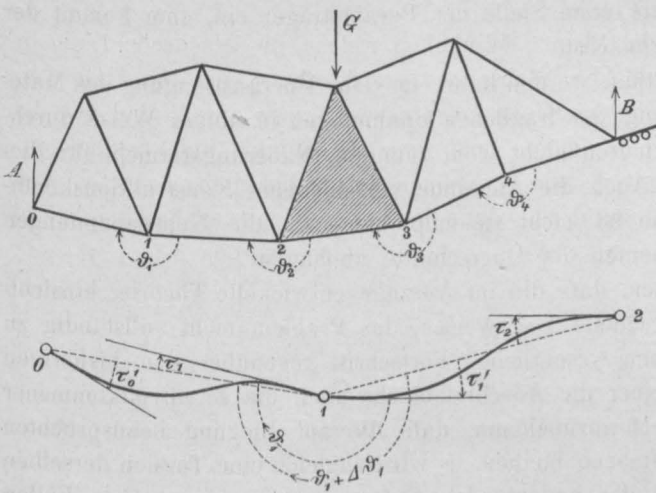
Eine Einzellast G erzeugt in den Dreiecken links des schraffierten Dreiecks Fig. 86 Spannungen, welche dem Stützendrucke A proportional, in den Dreiecken rechts des schraffierten Spannungen, welche dem Stützendruck B proportional sind, man hat daher nur nötig, die Winkeländerungen $\Delta\varphi$ einmal für $A = 1$ und ein zweitesmal für $B = 1$ zu rechnen, endlich jene Winkeländerungen zu ermitteln, welche dem entsprechenden schraffierten Dreiecke selbst angehören, um für alle Lastlagen die Werte $\Delta\varphi$ bestimmen zu können. Für jeden Knotenpunkt 1 u. s. w. erhält man eine Bedingungs-gleichung, in welcher die Koeffizienten ν der Werte ξ und die Konstante X von der Belastung unabhängige Gröfsen sind und ein- für allemal für einen gegebenen Träger berechnet werden können. Man erhält z. B. für den Knotenpunkt 1

$$\nu_{1(0)} \xi_0 + \nu_{1(1)} \xi_1 + \nu_{1(2)} \xi_2 + \nu_{1(3)} \xi_3 = X_1,$$

wobei sich die erste Zahl des Index der Koeffizienten auf den fraglichen Knotenpunkt,

¹⁹⁾ Die Berechnung der Sekundärspannungen von H. Manderla. Allg. Bauz. 1880, Juni.

Fig. 86.



die zweite auf den mitbeeinflussten Wert ξ bezieht. Die allgemeine Auflösung des Systems der Gleichungen²⁰⁾ ist höchst umständlich, kann aber erleichtert werden, wenn man für jeden Knoten n zunächst näherungsweise den Wert ξ_n rechnet, indem man die Koeffizienten der mitbeeinflussten Werte gleich Null setzt. Nennen wir diese Näherungswerte ξ'_n , so hat man z. B. $\xi'_1 = X_1 : v_{1(1)}$; indem man nun in die Gleichungen für die mitbeeinflussten Werte Näherungswerte einsetzt, bekommt man

neue ξ''_n , welche den wahren Werten schon näher kommen werden, also z. B. ξ''_1 aus

$$v_{1(0)} \xi'_0 + v_{1(1)} \xi''_1 + v_{1(2)} \xi'_2 + v_{1(3)} \xi'_3 = X_1 \quad \text{u. s. w.}$$

Bei symmetrischer Anordnung des Fachwerkes ist es auch hier nur notwendig, den Einfluss der Belastung der einen Trägerhälfte zu untersuchen. Es lässt sich hiernach schließlich die Einflusslinie für die Winkeländerung ξ_n jedes beliebigen Knoten ermitteln, wenn in 0, 1, 2, 3... u. s. w. eine Einzellast liegt und hiernach lässt sich für beliebige Laststellungen der Winkel, den nach der Formänderung der fragliche Stab mit der Horizontalen einschließen muß, rechnen. Inwiefern solche Rechnungen in Verbindung mit Libellen-Beobachtungen über die Wirkungsweise einer gelenkförmig angeordneten Knotenverbindung Aufschluss geben können, ist später gezeigt.²¹⁾

Von wesentlichem Einfluss wird ferner bei langen Stäben das Eigengewicht. Für einen Zug- oder Druckstab, welcher horizontal oder wenig geneigt ist, liefert die Integration der Differentialgleichung unter Berücksichtigung des gleichförmig auf die Länge s des Stabes verteilten Gesamteigengewichtes P desselben die Gleichung

$$M_0 = K \tau_0 + L \tau_1 - \frac{P E J}{2 (K + L)} \cdot \dots \cdot \alpha.$$

Für $\tau_0 = 0$, $\tau_1 = 0$, $S = 0$ (horizontal eingespannter Träger) geht diese Formel in $M_0 = -\frac{1}{12} G s$ über, wie es sein muß.

Eine weitere wesentliche Vereinfachung kann erzielt werden, wenn man sich die Gitterstäbe mit vollkommen reibungslos wirkenden Gelenken verbunden denkt (die Stabkräfte wirken dann in den Gitterstäben rein axial) und nur die Gurte kontinuierlich durchgehend betrachtet, der Gurt kann dann als elastisches Stabpolygon betrachtet werden, welches in gegebenen Punkten (den Knotenpunkten) Winkeländerungen der Stabsehnern erleidet; wir wollen dieselben Randwinkeländerungen $\Delta \vartheta$ benennen. Diese Stabpolygone²²⁾ sind vielfach Gegenstand neuerer Entwicklungen geworden; die Grund-

²⁰⁾ Hinsichtlich einer graphischen Lösung dieser Aufgabe vergl.: W. Ritter. Die sekundären Spannungen in Fachwerken. Schweiz. Bauz. 1885, S. 65.

²¹⁾ Man vergleiche auch: H. Manderla. Formänderung des Fachwerkes bei wechselnder Belastung. Allg. Bauz. 1884, Heft 10 u. 11.

²²⁾ Vergl. Müller-Breslau. Über Biegungsspannungen in Fachwerken. Allg. Bauz. 1885, S. 85, 89. — Müller-Breslau. Beitrag zur Theorie der ebenen elastischen Träger. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1888, Heft 7.

formel derselben soll unmittelbar aus den eingangs dieses Paragraphen entwickelten Formeln hergeleitet werden.

Wir bezeichnen (Fig. 86) die kleinen Winkel τ , welche die elastische Linie des Gurtcs (volle Linie der Figur) mit der Stabsehne (gestrichelte Linie der Figur) einschließt, positiv, wenn sie dem Uhrzeigersinne entsprechen, ferner die Winkel mit dem Index des Knotenpunktes, dem sie zugehören, und zwar den Winkel links des Knoten n mit τ_n , jenen rechts des Knoten mit τ'_n : wir bezeichnen ferner das Moment positiv, wenn es um den Knoten im Uhrzeigersinne dreht, dann ist, wenn sich der Randwinkel um $\Delta \vartheta$ vergrößert, für Knoten 1 w. f. $\vartheta_1 + \Delta \vartheta_1 + \tau_1 = \tau'_1 + \vartheta_1$, woraus $\Delta \vartheta_1 = \tau'_1 - \tau_1$.

Ferner wird wie oben:

$$M_0 = K_1 \tau'_0 + L_1 \tau_1 - \frac{P_1 E_1 J_1}{2(K_1 + L_1)} \quad M_1 = K_2 \tau'_1 + L_2 \tau_2 - \frac{P_2 E_2 J_2}{2(K_2 + L_2)}$$

$$M_1 = -L_1 \tau'_0 - K_1 \tau_1 - \frac{P_1 E_1 J_1}{2(K_1 + L_1)} \quad M_2 = -L_2 \tau'_1 - K_2 \tau_2 - \frac{P_2 E_2 J_2}{2(K_2 + L_2)}.$$

Eliminiert man aus diesen fünf Gleichungen die Werte τ , so findet sich

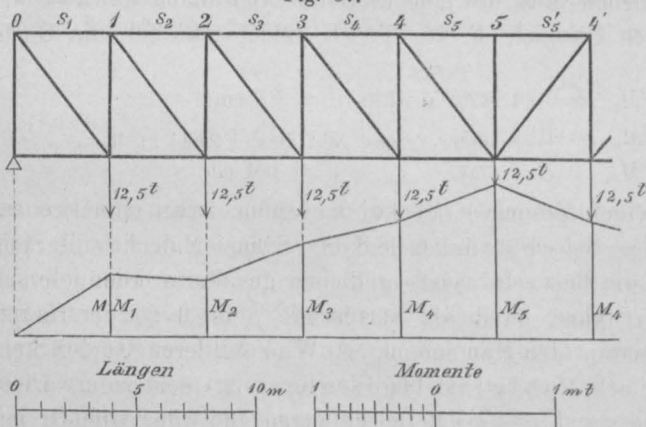
$$M_0 \lambda_1 + M_1 (\kappa_1 + \kappa_2) + M_2 \lambda_2 = \Delta \vartheta_1 - \left[\kappa_1 \frac{P_1 E_1 J_1}{2 K_1} + \kappa_2 \frac{P_2 E_2 J_2}{2 K_2} \right] \quad . \quad 135.$$

wenn allgemein $\kappa = \frac{K}{K^2 - L^2}; \quad \lambda = \frac{L}{K^2 - L^2}.$

Diese Gleichungen sind vom Charakter jener Gleichungen, welche wir bei den kontinuierlichen Trägern kennen gelernt haben. Stellt man die Gleichungen für alle Punkte auf (Normalgleichungen), so können sie aufgelöst werden, wenn die Werte von M über den Endpunkten o und n $M_0 = 0$, $M_n = 0$ bekannt sind. Ebenso läßt sich nach der Theorie der Fixpunkte der Einfluß jeder einzelnen Randwinkeländerung auf die Werte M berechnen.²³⁾

Vernachlässigt man die Einwirkung der Axialspannung und des Eigengewichtes auf die elastische Linie, so wird $K_1 = 2 L_1 = \frac{4 E_1 J_1}{s_1}$ und $K_2 = 2 L_2 = \frac{4 E_2 J_2}{s_2}$; $P_1 = P_2 = 0$ also $\lambda_1 = \frac{1}{2} \kappa_1 = \frac{s_1}{6 E_1 J_1}$ und $\lambda_2 = \frac{s_2}{6 E_2 J_2}$; multipliziert man beide

Fig. 87.



Seiten der Gleichung 135 mit $6 E_0 J_0$, so kann man setzen:

$$l_1 = s_1 \frac{E_0 J_0}{E_1 J_1}; \quad l_2 = s_2 \frac{E_0 J_0}{E_2 J_2}$$

und erhält

$$M_0 l_1 + 2 M_1 (l_1 + l_2) + M_2 l_2 = 6 E_0 J_0 \Delta \vartheta_1.$$

Bei Fachwerkträgern wird man die Momente M an den Auflager-Knotenpunkten meist gleich Null setzen können; man erhält dann nur soviel unbekannte M , als Zwischenknotenpunkte

vorhanden sind, die Bestimmung ist dann sofort aus den Gleichungen möglich.

²³⁾ Auf die Beziehungen, welche zwischen den vernieteten Stäben eines Fachwerks und den kontinuierlichen Trägern mit gesenkten Stützpunkten bestehen, ist hingewiesen von Landsberg in der Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1885, S. 361; daselbst ist ein darauf gegründetes graphisches Verfahren für die Ermittlung der Knotenpunktsmomente angegeben. Weitere Arbeiten über denselben Gegenstand (mit Erweiterungen) sind: Landsberg. Beitrag zur Theorie der Fachwerke. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1886, S. 195 und Beitrag zur Theorie des ebenen Fachwerks. Festschrift der Techn. Hochschule zu Darmstadt 1886.

Beispiel. Für vorstehenden Träger Fig. 87 ergeben sich für den Obergurt die Biegungsspannungen nach den unten mitgeteilten Zahlen. Die Winkeländerungen $\Delta \vartheta$ sind nach Formel 128 aus der Formänderung sämtlicher Stäbe ermittelt. Schließlich wurden die Gleichungen für alle Knotenpunkte aufgestellt. Für E_0 wurde 2000000, für $J_0 = 2000 \text{ cm}^4$ angenommen.

Stab	s_1	s_2	s_3	s_4	s_5	
Länge s	400	400	400	400	400	cm
F	119	119	144	160	160	qcm
J	16050	16050	17330	19560	19560	cm ⁴
W	1070	1070	1155	1304	1304	cm ³
$l = \frac{s}{EJ} \cdot E_0 J_0 = s \cdot \frac{20000}{J}$	498	498	462	409	409	cm
Spannung S	- 45	- 80	- 105	- 120	- 125	t.
Punkt	1	2	3	4	5	
Winkeländerung	55	63	83	101	$118 \cdot \frac{1}{1000000}$	
Moment	0,54	0,47	0,77	0,97	1,25	mt
Biegungsspannung	{ links 50,4	43,9	66,7	74,4	95,9	} kg f. d. qcm.
	{ rechts 50,4	40,7	59,0	74,4	95,9	

Auch die Durchbiegung der Querträger (vergl. § 46) kann bei oben offenen Brücken die Ausknickung der Obergurte sehr stark beeinflussen, wenn hierdurch mittelbar Durchbiegungen der Obergurte wachgerufen werden. Beim Einsturz der Brücke in der StraÙe Rykon-Zelle hat dieser Umstand eine maßgebende Rolle gespielt.²⁴⁾ Wir kommen auf diese Frage im X. Kapitel bei der Anordnung des Querverbandes zurück.

§ 45. Gelenke.

Bei gelenkförmiger Anordnung wird eine Drehung des Stabes on um den Bolzen n vom Durchmesser d nur dann möglich, wenn das durch die Reibung erzeugte Moment M'_n kleiner als das Stabmoment onM_n ist. Für die Grenze, bei welcher die Reibung eben überwunden wird, ist:

$$\overline{M}_n = S_n f \cdot \frac{\bar{d}}{2} \quad \text{und daraus} \quad \bar{d} = \frac{2 \overline{M}_n}{f \cdot S_n};$$

wird $d > \bar{d}$, so ist für den fraglichen Stab die gelenkförmige Anordnung unwirksam.

Im oben (S. 362) genannten Beispiele F. 16, T. VII findet man für die Gurte ($f = 0,15$):

$$\begin{aligned} ^{02}S &= 15 \text{ t}, & ^{02}M_2 &= 96,4 \text{ cmt}, & \text{daraus } d &= 86 \text{ cm}; \\ ^{13}S &= 35,3 \text{ t}, & ^{13}M_3 &= 40,4 \text{ cmt}, & \text{„ } d &= 15,2 \text{ cm}; \\ ^{810}S &= 165,9 \text{ t}, & ^{810}M_{10} &= 79 \text{ cmt}, & \text{„ } d &= 6,4 \text{ cm}. \end{aligned}$$

Gerber konstruierte an einer ähnlichen Brücke der süddeutschen Brückenbau-Gesellschaft an diesen Stellen die Bolzen zwischen 8,8 bis 8 cm. Man sieht daraus, daß in den beiden ersten Fällen die Bolzendurchmesser kleiner gehalten werden können, mithin daß die Nebenspannungen, welche an diesen Gurten 172 % bis 66 % der Hauptspannungen betragen, sich bedeutend verringern lassen. An den mittleren Gurtstücken, wo die Nebenspannung etwa nur 15 % beträgt, ist eine Verringerung nicht zu erwarten. Es ist jedoch bemerkenswert, daß der Einfluß der Bolzen gerade dort zur Geltung gelangt, wo man aus konstruktiven Gründen die Gurtung ohnedies stärker machen muß. Wo daher nichts anderes für die gelenkförmige Anordnung spricht, ist die kontinuierliche Anordnung der Gurte ohne Bedenken. Bei den Gitterstäben 01, 12 und 23, für

²⁴⁾ Vergl. Schulte. Deutsche Bauz. 1883, S. 601. — Zimmermann. Centralbl. d. Bauverw. 1883, S. 478; Deutsche Bauz. 1884, S. 13 u. 70. — Melan. Wochenschrift d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1884, S. 28—30.

welche die totale Belastung besonders ungünstig wirkt, und die daher am vorliegenden Beispiele allein zur Beleuchtung der Verhältnisse dienen können, wird:

$$\begin{aligned} {}^{01}S &= 70,9 \text{ t}, & {}^{01}M_0 &= 77,5 \text{ cmt}, & \text{somit } d &= 15 \text{ cm}; \\ {}^{12}S &= 71,9 \text{ t}, & {}^{12}M_2 &= 45,0 \text{ cmt}, & \text{„ } d &= 8 \text{ cm}; \\ {}^{23}S &= 70,6 \text{ t}, & {}^{23}M_2 &= 68,7 \text{ cmt}, & \text{„ } d &= 13 \text{ cm}. \end{aligned}$$

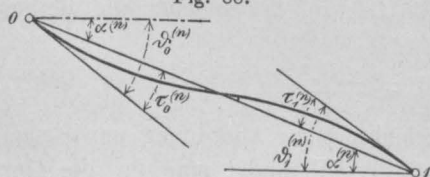
Es lassen sich also in zwei Fällen die Nebenspannungen etwas herabmindern. Durch glattes Anarbeiten wird man auch wohl den Reibungskoeffizienten vermindern können.

Für die Gitterstäbe erweist sich demnach die gelenkförmige Anordnung als zweckmäßig, wenn auch ein großer Vorteil nicht zu erwarten ist. Unter allen Umständen sind die Bolzendurchmesser so klein zu machen, als es die Festigkeit des Materials nur irgend gestattet, wenn man günstige Wirkungen erzielen will.

Besonderen Wert können Bolzenverbindungen bei kontinuierlichen Trägern erlangen. Durch ihre Anwendung lassen sich die Nebenspannungen bedeutend vermindern, sodaß sie theoretisch 25 % der Inanspruchnahme nicht übersteigen. Man hat deshalb auch vorgeschlagen, an den sehr gefährlichen Stellen der kontinuierlichen Träger über den Mittelpfeilern, wo man zuweilen 180 % Nebenspannung hat, ein Gelenk anzuordnen. Für die Gelenke stellen sich die Verhältnisse überdies so, daß sie die Stellung annehmen, welche der unbelasteten Brücke entspricht und daß nur die Nebenspannungen der Nutzlast in Wirkung treten. Allgemein ist jedoch der Wert der Gelenkbolzenverbindung in dieser Hinsicht bisher wohl überschätzt worden, doch ist die Frage eines Überganges zur Anwendung der letzteren zu erwägen.

Ist der Stab 01 (Fig. 88) gelenkförmig durch Bolzen vom Durchmesser $d = 2r$ verbunden, so bezeichnen die Verhältnisse $\varphi_0 = \frac{f_0}{r}$ und $\varphi_1 = \frac{f_1}{r}$ die Fehlerkoeffizienten dieser Bolzen.

Fig. 88.



Da nach Gleichung 132

$$M_0 = f_0 \cdot S = \varphi_0 \cdot r \cdot S$$

$$\text{und} \quad M_1 = f_1 \cdot S = \varphi_1 \cdot r \cdot S,$$

so läßt sich der Widerstand der Gelenke berechnen, sobald die Fehlerkoeffizienten bekannt sind. Für diese ergeben sich aus Gl. α , S. 365

$$\varphi_0 = \mu \tau_0 + \nu \tau_1 - \omega, \quad -\varphi_1 = \mu \tau_1 + \nu \tau_0 + \omega, \quad \dots \beta.$$

worin

$$\mu = \frac{K}{rS}, \quad \nu = \frac{L}{rS}, \quad \omega = \frac{PEJ}{2(K+L)rS}.$$

Manderla und Gerber haben die Bestimmung der Größen φ an der Eisenbahnbrücke bei Waltenhofen mittels Libellen-Versuchen vorgenommen.

Unter Berücksichtigung der aus der Figur ersichtlichen Bezeichnungsweise gilt allgemein für irgend einen Belastungsfall $L^{(n)}$ $\tau^{(n)} = \vartheta^{(n)} - \alpha^{(n)}$, $\alpha^{(n)} = \alpha + \Delta \alpha^{(n)}$, wenn α die bei unbelasteter Brücke vorhandene Neigung der Sehne des betrachteten Stabes. Für zwei bestimmte Belastungsfälle $L^{(1)}$ und $L^{(2)}$ und den Stab 01 erhält man:

$$\tau_0^{(2)} - \tau_0^{(1)} = (\vartheta_0^{(2)} - \vartheta_0^{(1)}) - (\Delta \alpha^{(2)} - \Delta \alpha^{(1)}),$$

$$\tau_1^{(2)} - \tau_1^{(1)} = (\vartheta_1^{(2)} - \vartheta_1^{(1)}) - (\Delta \alpha^{(2)} - \Delta \alpha^{(1)}).$$

Die Größen $\Delta \alpha$ und die Differenzen $\vartheta^{(2)} - \vartheta^{(1)}$ ergeben sich direkt durch Beobachtung der an den Stabenden angebrachten Libellen. Die beiden vorstehenden Gleichungen in Verein mit den für die beobachteten Belastungsfälle aufzustellenden Gleichungspaaren gestatten die Ermittlung der Unbekannten $\tau_0^{(1)}$, $\tau_1^{(1)}$, $\tau_0^{(2)}$, $\tau_1^{(2)}$, φ_0 und φ_1 .

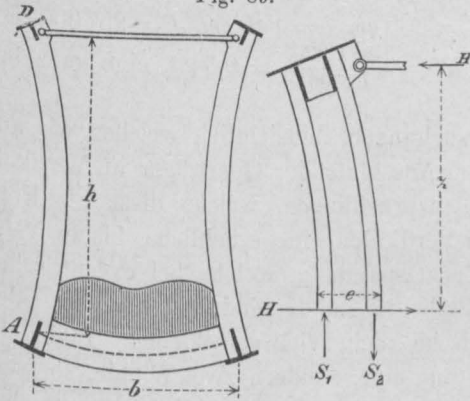
Mittels solcher Libellen-Beobachtungen hat Manderla die Wirkungsweise von Bolzenverbindungen nach Gerbers System untersucht und mit den Berechnungsergebnissen verglichen. Er fand in zwei Punkten eine unvollkommene, in einem Punkte eine zufriedenstellende Wirkungsweise der Verbindung und empfiehlt die konischen Bolzen nur soweit einzupassen, daß eine Drehung derselben durch geringe Kraft möglich ist.²⁵⁾

²⁵⁾ Allg. Bauz. 1886, Heft 2 u. 3.

§ 46. Querträger einspannung und Windverband.

Die feste Verbindung der Querträger mit der Fachwerkswand erzeugt im allgemeinen so große Nebenspannungen, daß sie als ein Nachteil zu betrachten ist und eine entsprechende, bisher wenig beachtete Verstärkung der Wand nötig macht.

Fig. 89.



Betrachten wir den Querschnitt einer Brücke mit untenliegender Fahrbahn (Fig. 89). Bei Belastung biegt sich der Querträger durch, die oberen Trägerenden wollen zusammengehen und werden durch den Querriegel, welchen wir uns an den Enden gelenkförmig mit den Stäben verbunden denken, daran verhindert.

In dem Riegel entsteht ein Druck H , wobei Hh dem Momente gleich sein muß, welches an der Einspannungsstelle A entsteht. Würden zwei Blechwände je vom Querschnitte F im Abstände e vorhanden sein, so zeigt die Figur sofort, daß in der äußeren Wand eine

Druckspannung, in der inneren eine Zugspannung entstehen müßte, deren Größen durch

$$S_1 = -H \cdot \frac{z}{e} \quad \text{bezw.} \quad S_2 = +H \cdot \frac{z}{e}$$

gegeben sind, sodaß an der Einspannungsstelle selbst diese Spannungen ihren größten Wert mit $S_1 = H \cdot \frac{h}{e}$ erreichen.

Nach Formel 20, S. 199 wird, wenn Fh^3 gegen J sehr groß ist,

$$M'_0 = \frac{M_0}{1 + \frac{2}{3} \frac{h}{b} \cdot \frac{J}{J_1}} = H \cdot h.$$

Hier bezeichnet M_0 das Moment, welches am Querträgeranschlusse A bei horizontaler Einspannung entstehen würde, während M'_0 das thatsächlich auftretende Moment zum Ausdruck bringt und J_1 das Trägheitsmoment der Wand, J jenes des Querträgers bezeichnet, h und b Höhe und Breite des Brücken-Gesamtquerschnittes darstellen. Hieraus ergibt sich für S_1 , wenn man gleichzeitig $J_1 = \frac{F \cdot e^2}{2}$ setzt,

$$S_1 = \frac{M_0}{e + \frac{2}{3} \frac{h}{b} \cdot \frac{2J}{F \cdot e}},$$

oder für die Inanspruchnahme im Zugbände, wenn man hierbei $F \cdot e$ gegen die übrigen Größen im Nenner vernachlässigt,

$$\frac{S_1}{F} = \frac{3 M_0 \cdot b}{4 h J} \cdot e,$$

bezw. für eine auf dem Querträger gleichmäßig verteilte Last q

$$\frac{S_1}{F} = \frac{1}{16} \frac{b^3 \cdot e}{h \cdot J} \cdot q.$$

Wir sehen daher, daß die Spannung unter gleichen Verhältnissen mit der Trägerhöhe abnimmt, mit der Brückenbreite hingegen wächst.

Selbstverständlich ermöglicht diese Formel keineswegs eine direkte Berechnung, da der Einfluß der steifen Vertikalen, die wirkliche Ausführung des Riegelanschlusses u. s. w. außer Betracht blieben.

Ist unter Beibehaltung der in Fig. 89 vorkommenden Bezeichnungen DA die Vertikale einer Fachwerkskonstruktion, so erleidet sie die größte Inanspruchnahme in

A infolge des Momentes M'_0 . Ist J_1 das Trägheitsmoment der Vertikalen, e der Abstand der äußersten Faser von der Schwerachse, so ist die in der Vertikalen entstehende Zusatzspannung $k'' = \frac{M'_0 e}{J_1}$.

In einem speziellen Beispiele sei eine zweigleisige Eisenbahnbrücke vorausgesetzt und ein Moment, welches in A bei vollständiger Einspannung entstehen würde, $M_0 = 2570$ cmt, so wird, wenn $J_1 = 62500$ cm⁴, $h = 600$ cm, $b = 840$ cm, $J = 257000$ cm⁴, $M'_0 = 860$ cmt und wenn $e = 25$ cm, hiernach $k'' = \frac{860 \cdot 25}{62500} = 0,34$ t, eine ganz beträchtliche Gröfse.

Aus diesem Beispiel und weiteren Untersuchungen, hinsichtlich welcher wir auf die Quellen²⁶⁾ verweisen, folgt, daß bei direktem Anschluß der Querträger an Vertikalstäbe, deren Dimensionen nach den Maximal-Beanspruchungen, welche diese als Konstruktionsglieder erfahren, bestimmt sind, in den Vertikalen eine erhebliche, bis zu 58% sich steigernde Spannung entstehen kann. Die Zusatzspannung, welche bei excentrischer Befestigung der Stäbe — z. B. die gezogenen Stäbe innen, die gedrückten außen oder umgekehrt — entsteht, ist von jener für centrische nicht viel verschieden. Bilden in jedem Träger die schlaff gezogenen Stäbe nicht nur eine, sondern zwei Wände, so werden auch die gezogenen Stäbe ungleich beansprucht und zwar wird die Spannung bei untenliegender Bahn auf der inneren Seite vermehrt, auf der äußeren vermindert. Die Vermehrung und Verminderung beträgt 0,2 bis 0,5 der Erhöhung der Inanspruchnahme in den Vertikalen. Man kann den Nachteil dadurch einigermaßen mäßigen, daß man beim Montieren diejenigen Stäbe, deren Spannung vermindert wird, etwas stärker anzieht als die anderen.

Das in vorstehendem Bemerkte hat an neueren holländischen Brücken besondere Beachtung und Bestätigung gefunden, weshalb hier näher auf die bezüglichlichen Ermittlungen eingegangen werden soll.

Die Brücke bei Arnheim über den Rhein hat zwei Stromöffnungen von 90 m und fünf Flutöffnungen von 53,5 m. Die Brücke über die Waal bei Nymwegen hat drei Öffnungen von 127 m und ebenfalls fünf Nebenöffnungen von 53,5 m. Die beiden Brücken sind zweigleisig.

Bei der Hauptprüfung der zwei Brücken wurden Spannungsmessungen an den Gurtungen, Diagonalen, Vertikalen und Längsträgern vorgenommen; hierbei wurden 79 Manet'sche Instrumente (vergl. Kap. XVI, S. 220) benutzt.²⁷⁾

Die Hauptträger der Brücke bei Nymwegen sind aus einem zweifachen Diagonalensystem gebildet, bei der Brücke unterhalb Arnheim ist das System einfach mit Zugstangen und auf Druck konstruierten Vertikalen.

Die folgende Tabelle enthält die Resultate der Spannungsmessungen an den Diagonalen der Rheinbrücke bei Arnheim und zwar die mittleren beobachteten, ferner die berechneten Spannungen. Es wurde die Verlängerung mittels Stäben von etwa 4 m Länge ermittelt.

Bei der Maximalbelastung durch zwei Prüfungszüge wurde gefunden:

	Beobachtete Spannung			Spannung nach Berechnung	Bemerkungen.
	äußerer Stab	innerer Stab	Mittel		
	kg f. d. qmm				
Diagonale 1	2,42	3,74	3,08	2,92	
" 2	2,77	3,17	2,97	2,96	
" 3	2,84	2,96	2,90	3,08	
" 4	3,28	3,22	3,25	3,27	
" 5	2,97	3,41	3,19	3,65	
" 6	2,90	3,35	3,13	4,06	
u. s. w.					Feld mit gekreuzten Diagonalen.

²⁶⁾ Vergl. Winkler. Querkonstruktionen, S. 179—182. — Jebens. Die Spannungen in den Vertikalstäben der eisernen Brücken, Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1880, S. 127.

²⁷⁾ Ein ausführlicher Bericht ist veröffentlicht in Tijdschrift van het kon. Inst. van Ing. 1880—1881, 2. Lieferung, 2. Teil.

Die halbe Summe der beiden beobachteten Spannungen zeigt eine ziemlich gute Übereinstimmung mit den Zahlen der Berechnung. Die Spannung in beiden Stäben von jeder Diagonale ist aber verschieden und zeigt folgende Verhältnisse:

Diagonale	1	2	3	4	5	6
	1:1,56	1:1,15	1:1,04	1:1,02	1:1,15	1:1,16.

Diese Differenzen gaben Veranlassung zu einer weiteren Untersuchung, wobei nur über bescheidene Hilfsmittel verfügt werden konnte und wovon die Resultate am Schlusse des angeführten Berichtes zusammengefaßt erscheinen. Sämtliche Versuche ließen darauf schließen, daß die inneren Stäbe in Feldern ohne Kreuzdiagonalen stärker beansprucht werden, als die äußeren Stäbe, daß ferner diese Differenzen durch die Form der vorliegenden Konstruktion und durch Änderungen in der Temperatur beeinflusst werden, und daß die Differenzen den größten Wert in den Endfeldern erreichen.

Es ergibt sich aus dem Obigen, daß eine Verbesserung der Brückenkonstruktion nötig ist, um jene Unvollkommenheit der Balkenträger zu beseitigen. Es ist namentlich ein bloßes Auflegen der Querträger, nicht minder ein gelenkförmiger Anschluß derselben an die Hauptträger beachtenswert, auch bei neueren Fachwerksbrücken in Deutschland, Rußland und den Niederlanden nicht selten zur Ausführung gekommen. Im allgemeinen handelt es sich hier um eine Aufgabe, welche zur Zeit noch nicht vollständig gelöst ist.²⁸⁾

Weitere Nebenspannungen, welche wohl auch als Hauptspannungen bezeichnet werden können, treten infolge der Wirkung der Windverstrebung ein. Durch sie werden unter Umständen die Gurte zu Teilen der Windverstrebung. Die österreichische Brückenverordnung trägt diesem Falle Rechnung, doch ist die Wirkungsweise einer Windverstrebung in hohem Grade von ihrer Anordnung abhängig. Bei untenliegender Bahn kann die obere Windverstrebung nahezu wirkungslos werden, wenn keine kräftige Endverbindung an den Portalen vorhanden ist. Auf den Einfluß dieser Anordnungen hier näher einzugehen, müssen wir uns, auf das X. Kapitel verweisend, versagen.

§ 47. Einfluß der Temperatur.

Durch Änderungen in dem Wärmeszustand der Atmosphäre oder durch direkte Wärmestrahlung werden alle oder nur einzelne Teile der Fachwerksbrücken Längenänderungen unterworfen und es werden dadurch Formänderungen des Trägers erzeugt, welche entweder mit dem Auftreten von inneren Kräften verknüpft sind oder nicht.

Ist das System statisch bestimmt, sind die Knotenpunkte vollständig gelenkförmig konstruiert und setzen die Auflager der horizontalen Verschiebung eines Endpunktes kein Hindernis entgegen, so entsteht keinerlei Spannung in irgend einem Stabe. Ändert sich die Temperatur aller Stäbe um ein gleiches Maß, so bleibt der Träger seiner Ursprungsform geometrisch ähnlich, es entsteht keine Durchbiegung. Werden jedoch einzelne Teile durch direkte Strahlung mehr als andere erwärmt, so tritt eine Formänderung ein; wird z. B. der Obergurt durch die Sonnenstrahlen mehr erwärmt als der durch Fahrbahnteile u. s. w. beschattete Untergurt, so biegt sich der Träger nach aufwärts, im entgegengesetzten Falle nach abwärts; doch sind unter den obigen in Wirklichkeit freilich nie vollständig eintreffenden Annahmen mit dieser Formänderung keine Spannungsänderungen der Teile verknüpft.

Mehrfache Fachwerke. Da die Längen der Konstruktionsteile eines statisch unbestimmten Fachwerkes voneinander abhängig sind, so wird bei diesen die ungleiche Erwärmung eines Stabes Spannungen in den anderen erzeugen.

²⁸⁾ Vergl. Steiner. Zum gegenwärtigen Stande des Brückenbaues. Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1883, 1. Heft.

Die bei ungleichmäßiger Erwärmung in einem solchen System entstehenden Spannungen lassen sich nach der Methode des § 10 entwickeln. Ist S die Spannung, welche in den Stäben des statisch. bestimmten Grundsystems entsteht, und die Längenänderung $dl = \rho(U + S)$, wenn $\rho = \frac{l}{EF}$ und $U = \mu(\tau - \tau_0)EF$ (vergl. S. 238), sind X_1, X_2, \dots die Spannungen in den überzähligen Stäben, so liefert die Bedingungsgleichung $\sum S dl = 0$, welche für jedes Gleichgewichtssystem und für jede nur durch Längenänderung der Stäbe entstehende Formänderung erfüllt ist, für die Kraftsysteme σ_1, σ_2 u. s. w. (S. 237) u Gleichungen, aus denen X_1, X_2, X_3 bestimmt werden können. U kann für jeden Stab l als negativer Wert jener Spannung aufgefaßt werden, welche in l entstünde, wenn die Enden unnachgiebig sind, denn für $dl = 0$ wird $S = -U$.

Im System der n Gleichungen erhalten die Koeffizienten von X_1, X_2, X_3 dieselben Werte wie jene von X_1, X_2, X_3 im Gleichungssystem 17, S. 238. Die Determinante der Koeffizienten von X ist unabhängig von der Temperaturänderung. Vergleiche auch das Beispiel S. 311.

Beispiel. Wir nehmen an, daß die Temperaturen des auf Tafel VI dargestellten Trägers sich am Obergurte um 20° , in den Gitterstäben um 10° gegen die Montierungstemperatur ändern; welche Nebenspannungen werden durch sie wachgerufen? In Tabelle XII, S. 373 sind die Spannungen der Stäbe als Funktionen der Spannungen der überzähligen Stäbe und die wirklichen Verlängerungen jedes Stabes in mm eingetragen. Die Verlängerungen dl in mm rechnen sich einfach, es ist z. B. für Stab O_2 die GröÙe $dl = \mu l \tau + \frac{l}{EF} \cdot S$ und da $S = -0,85 X_1$ sofort:

$$dl = 0,0000118 \cdot 2710 \cdot 20 - 0,0102 \cdot 0,85 X_1 = 0,63 - 0,00867 X_1.$$

Die Bedeutung der Werte δ wird auf S. 380 erläutert.

Erfüllt man die Gleichung $\sum S dl = 0$ für jedes Kraftsystem $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3, \dots$, indem man die Kräfte des Systems σ_1 mit den Längenänderungen multipliziert, so erhält man die Gleichungen

$$\begin{aligned} 14,87 X_1 + 0,36 X_2 &= 2,53 \\ 0,36 X_1 + 17,19 X_2 + 0,75 X_3 &= 1,18 \\ &+ 0,75 X_2 + 19,33 X_3 + 0,91 X_4 = 0,30 \\ &+ 0,91 X_3 + 19,33 X_4 + 0,75 X_5 = 0,30 \\ &+ 0,75 X_4 + 17,19 X_5 + 0,36 X_6 = 1,18 \\ &+ 0,36 X_5 + 14,87 X_6 &= 2,53. \end{aligned}$$

Die Auflösung giebt

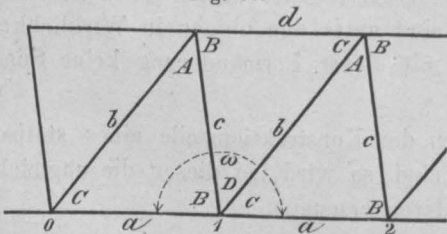
$$X_1 = X_6 = 0,169 \text{ t}, \quad X_2 = X_5 = 0,065 \text{ t}, \quad X_3 = X_4 = 0,012 \text{ t},$$

mit Hilfe welcher Werte sich die wirklichen Spannungen der übrigen Stäbe rechnen lassen, was in der Tabelle geschehen ist. Wir sehen an diesem Beispiele, daß die Nebenspannungen nur bis auf 8,5 kg f. d. qcm anwachsen können, eine verhältnismäßig sehr kleine GröÙe.

Im weiteren entwickeln wir die Formänderung von Fachwerkträgern bei ungleicher Erwärmung.

Ein Fachwerk mit parallelen Gurten und gleichlangen Gurtstäben, deren Längenänderungen den Stabängen direkt proportional werden, sodaß die in Fig. 90 mit

Fig. 90.



gleichen Buchstaben bezeichneten Stäbe a, b, c, d gleiche relative Längenänderungen $\left(\frac{l}{EF}\right)$ und zwar $\alpha, \beta, \gamma, \delta$ erfahren, ergibt für die Winkeländerung am Knoten 1

$$\begin{aligned} \Delta B &= (\beta - \alpha) \cotang C + (\beta - \gamma) \cotang A \\ \Delta D &= (\delta - \gamma) \cotang B + (\delta - \beta) \cotang C \\ \Delta C &= (\gamma - \beta) \cotang A + (\gamma - \alpha) \cotang B \end{aligned}$$

$$\Delta \omega = \Delta B + \Delta D + \Delta C = (\delta - \alpha) (\cotang B + \cotang C) = (\delta - \alpha) \frac{a}{h}.$$

Tabelle XII.

Stab	l in cm	F in qcm	$\frac{l}{E \cdot F}$ in mm pro Tonne	τ	σ_1	σ_2	σ_3	σ_4	σ_5	σ_6	dl in mm; X in t	Einfluss von t		Einfluss von $\delta = 2$ mm	
												S kg	$\frac{S}{F}$ qcm	S' kg	$\frac{S'}{F}$ qcm
O_1	271	128	0,0106	+20°	0	0	0	0	0	0	0,65	0	0	0	0
O_2	261	128	0,0102	+20°	-85	0	0	0	0	0	0,63 - 0,00867 X_1	-144	1,1	+11206	87,5
O_3	254	128	0,0099	+20°	0	-75	0	0	0	0	0,61 - 0,00745 X_2	-49	0,4	+8210	64,1
O_4	250	128	0,0098	+20°	0	0	-72	0	0	0	0,60 - 0,00703 X_3	-9	0,1	+6824	53,3
O_5	250	128	0,0098	+20°	0	0	0	-72	0	0	0,60 - 0,00703 X_3	-9	0,1	+6824	53,3
O_6	254	128	0,0099	+20°	0	0	0	0	-75	0	0,61 - 0,00745 X_2	-49	0,4	+8210	64,1
O_7	261	128	0,0102	+20°	0	0	0	0	0	-85	0,63 - 0,00867 X_1	-144	1,1	+11206	87,5
O_8	271	128	0,0106	+20°	0	0	0	0	0	0	0,65	0	0	0	0
U_1	250	120	0,0104	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
U_2	250	120	0,0104	0	-81	0	0	0	0	0	-0,00844 X_1	-137	1,1	+10679	89,0
U_3	250	120	0,0104	0	0	-74	0	0	0	0	-0,00771 X_2	-48	0,4	+8100	67,5
U_4	250	120	0,0104	0	0	0	-72	0	0	0	-0,00750 X_3	-9	0,1	+6824	56,8
U_5	250	120	0,0104	0	0	0	0	-72	0	0	-0,00750 X_4	-9	0,1	+6824	56,8
U_6	250	120	0,0104	0	0	0	0	0	-74	0	-0,00771 X_5	-48	0,4	+8100	67,5
U_7	250	120	0,0104	0	0	0	0	0	0	-81	-0,00844 X_6	-137	1,1	+10679	89,0
U_8	250	120	0,0104	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
V_1	105	56	0,0094	+10°	-58	0	0	0	0	0	0,13 - 0,00543 X_1	-98	1,8	+7646	136,9
V_2	180	56	0,0161	+10°	-34	-66	0	0	0	0	0,22 - 0,00546 X_1 - 0,01061 X_2	-100	1,8	+11705	209,5
V_3	225	56	0,0201	+10°	0	-54	-69	0	0	0	0,27 - 0,01085 X_2 - 0,01386 X_3	-43	0,8	+12450	222,9
V_4	240	56	0,0214	+10°	0	0	-65	-65	0	0	0,29 - 0,01393 X_3 - 0,01393 X_4	-16	0,3	+12321	220,6
V_5	225	56	0,0201	+10°	0	0	0	-69	-54	0	0,27 - 0,01386 X_4 - 0,01085 X_5	-43	0,8	+12450	222,9
V_6	180	56	0,0161	+10°	0	0	0	0	-66	-34	0,22 - 0,01061 X_5 - 0,00546 X_6	-100	1,8	+11705	209,5
V_7	105	56	0,0094	+10°	0	0	0	0	0	-58	0,13 - 0,00543 X_6	-98	1,8	+7646	136,9
D_1	271	20	0,0678	+10°	+88	0	0	0	0	0	0,33 + 0,05962 X_1	+149	7,5	-11601	580,1
D_2	308	20	0,0770	+10°	0	+91	0	0	0	0	0,37 + 0,07007 X_2	+59	3,0	-9960	498,0
D_3	336	20	0,0840	+10°	0	0	+96	0	0	0	0,40 + 0,08064 X_3	+12	0,6	-9098	454,9
D_4	336	20	0,0840	+10°	0	0	0	+96	0	0	0,40 + 0,08064 X_4	+12	0,6	-9098	454,9
D_5	308	20	0,0770	+10°	0	0	0	0	+91	0	0,37 + 0,07007 X_5	+59	3,0	-9960	498,0
D_6	271	20	0,0678	+10°	0	0	0	0	0	+88	0,33 + 0,05962 X_6	+149	7,5	-11601	580,1
X_1	308	20	0,0770	+10°	+100	0	0	0	0	0	0,37 + 0,07700 X_1 + δ_1	+169	8,5	-13184	659,2
X_2	336	20	0,0840	+10°	0	+100	0	0	0	0	0,40 + 0,08400 X_2 + δ_2	+65	3,3	-10946	547,3
X_3	347	20	0,0868	+10°	0	0	+100	0	0	0	0,42 + 0,08675 X_3 + δ_3	+12	0,6	-9478	473,9
X_4	347	20	0,0868	+10°	0	0	0	+100	0	0	0,42 + 0,08675 X_4 + δ_4	+12	0,6	-9478	473,9
X_5	336	20	0,0840	+10°	0	0	0	0	+100	0	0,40 + 0,08400 X_5 + δ_5	+65	3,3	-10946	547,3
X_6	308	20	0,0770	+10°	0	0	0	0	0	+100	0,37 + 0,07700 X_6 + δ_6	+169	8,5	-13184	659,2

Bei Walzenlagern kann man für den Reibungskoeffizienten f bei einem Durchmesser der Walzen von 100, 150, 200 mm bezw. 0,015, 0,010, 0,008 annehmen und die Durchbiegungen werden beziehungsweise:

$$s_1'' = (0,015 \Delta\tau - 0,003) l,$$

$$s_2'' = (0,015 \Delta\tau - 0,002) l,$$

$$s_3'' = (0,015 \Delta\tau - 0,0014) l.$$

Dies giebt unter den gewöhnlich vorkommenden Verhältnissen für eine Temperaturdifferenz von 10° bei Spannweiten von 50, 75, 100 bezw. 7, 11, 15 mm.

Kontinuierliche Träger. Nehmen wir an, ein kontinuierlicher Träger besitze die Fahrbahn unten, so wird durch diese der Untergurt bedeckt oder er ist wohl gar von Nebenkonstruktionsteilen vollständig eingeschlossen und so vor dem direkten Einflusse der strahlenden Wärme, die von der Sonne ausgeht, oder vor der plötzlichen Abkühlung durch kalte Winde geschützt, während der Obergurt freiliegt und diesen Wirkungen ausgesetzt erscheint.

Der L Meter lange Obergurt von der Temperatur τ_1 wird sich infolge dessen mehr ausdehnen oder zusammenziehen, als der Untergurt von der Temperatur τ_2 , und der Träger im allgemeinen das Bestreben zeigen, sich zu krümmen und einen Bogen zu bilden, dessen Radius ρ nach S. 374 durch $\rho = \frac{h}{\mu \cdot \Delta\tau}$ gegeben erscheint, wenn $\Delta\tau = \tau_1 - \tau_2$ die Anzahl Grade, um welche die Gurt-Temperaturen voneinander abweichen, und wenn μ den Ausdehnungskoeffizienten des Gurtmaterials, h die Trägerhöhe bezeichnen.

Betrachtet man nun zunächst einen kontinuierlichen Träger mit zwei Feldern, jedes von der Länge l , so ist die Pfeilhöhe in der Mitte gegeben durch

$$s = \frac{4 \mu \cdot \Delta\tau \cdot l^2}{8 h}.$$

Dieser Hebung bezw. Senkung der Mittelstütze entspricht ein Moment $M_{\Delta\tau}$,

$$M_{\Delta\tau} = 3 \frac{E J s}{l^2},$$

wenn E den Elastizitätsmodul, J das Trägheitsmoment des Trägers bezeichnet. Setzt man hierin den gefundenen Wert von s ein, so giebt dies:

$$M_{\Delta\tau} = \frac{3}{2} \frac{E J \mu \Delta\tau}{h}.$$

Führt man ferner an Stelle von J den Ausdruck $J = F_0 \frac{h^2}{2}$ ein, wobei F_0 eine mittlere Gurtquerschnittsfläche bezeichnet, und setzt zugleich $F = \frac{\mathfrak{M}}{k h}$, wobei \mathfrak{M} das mittlere, von der Belastung herrührende Moment, k die zulässige Inanspruchnahme des Materials, so wird:

$$\frac{M_{\Delta\tau}}{\mathfrak{M}} = \frac{3}{4} \frac{\mu \Delta\tau E}{K}.$$

Für $\mu = 0,0000118$, $E = 2000000$ kg f. d. qcm, $k = 700$ kg f. d. qcm erhält man

$$\frac{M_{\Delta\tau}}{\mathfrak{M}} = 0,025 \Delta\tau.$$

Man ersieht daraus, daß eine Temperaturdifferenz von nur einem Grade Celsius den auftretenden Wert des Stützenmomentes auf $2\frac{1}{2}\%$ des mittleren Momentes zu bringen vermag, mithin die Beanspruchung daselbst in demselben Maße steigert.

Die Zunahme des Stützendrucks in der Mitte wird:

$$D_1 = - 3 \frac{E J \mu \Delta\tau}{h l},$$

die durch das Eigengewicht eventuell durch die zufällige Belastung entstehenden Drücke werden bei positivem $\Delta\tau$ vermindert, bei negativem vermehrt werden.

Das Entgegengesetzte findet bei dem Stützendrucke

$$D_0 = \frac{3}{2} \cdot \frac{E J \mu \Delta \tau}{h l}$$

statt, welcher über jeder Endstütze entsteht.

Beispiel. Bei der Eisenbahnbrücke über die Elbe bei Tetschen (zwei Felder à 100 m Spannweite) ist für einen Träger: $F = 560,6$ qcm, $h = \frac{1}{10} l$, $g = 2,3$ Tonnen Eigenlast f. d. lfd. m. Hier nach ergibt sich:

$$M_{\Delta \tau} = 99,23 \Delta \tau \text{ mt.}$$

Für eine Gröfse von $\Delta \tau = 30^\circ$, vorausgesetzt, dafs eine solche Temperaturdifferenz eintreten könnte, wird das Moment über der Stütze ebenso grofs, als das durch das Eigengewicht erzeugte, sodafs sich der Träger im unbelasteten Zustande wie zwei auf zwei Feldern nebeneinander ruhende einfache Träger verhalten würde.

Nach dem Vorangeschickten scheint der Einflufs derartiger ungleicher Erwärmungen jedenfalls ein sehr bedeutender und der Beachtung wert. Formveränderungen infolge ungleichförmiger Erwärmung sind auch wiederholt beobachtet worden. Durch sie erklärt sich wohl auch das Schlawwerden mancher Diagonalen, da die Beanspruchung des Fachwerkes an gewissen Stellen bei herabgemindertem Pfeilermomente gerade in die entgegengesetzte verwandelt werden kann.

Für den kontinuierlichen Träger mit drei Feldern von $l_1 + l + l_1$ ganzer Länge erhält man

$$\frac{M_{\Delta \tau}}{M} = \frac{3}{2} \frac{1+n}{2+3n} \cdot \frac{\mu E}{K} \Delta \tau,$$

wenn $l = n l_1$ gesetzt wird; für $n = 1$, und für dieselben Werte von μ und E , wie oben, ergibt sich:

$$\frac{M_{\Delta \tau}}{M} = 0,0204 \Delta \tau.$$

Beim kontinuierlichen Träger mit vier Feldern, alle vier Felder gleich lang vorausgesetzt, wird:

$$\frac{M_{\Delta \tau}}{M} = \frac{9}{14} \frac{\mu E}{K} \Delta \tau, \text{ beziehungsweise } \frac{M_{\Delta \tau}}{M} = 0,0217 \Delta \tau,$$

sodafs in beiden Fällen ein Grad Temperaturdifferenz schon eine Änderung von über 2% des Momentes bzw. der Beanspruchung hervorruft.

Einfache Träger mit starren Knotenpunkten. Sind die Knotenverbindungen eines Trägers starr, so treten unter allen Umständen auch beim einfachen Träger Zusatzspannungen auf. Da die Winkel zwischen den Stäben sich nicht ändern können, so biegen sich die Stäbe durch und verhalten sich auch in diesem Falle wie schief eingespannte Träger. In dem oben gezeigten Verfahren Manderla's (§ 43) treten an Stelle der relativen Längenänderungen, welche die äufseren Kräfte erzeugen, die Änderungen, welche die Temperatur bewirkt. Ist t die Temperaturänderung im Vergleich zur Normaltemperatur, so ist $\sigma = \mu t$, wenn μ der Ausdehnungskoeffizient, welchen wir für Schmiedeeisen mit 0,0000118 annehmen wollen. Unter Zugrundelegung dieser relativen Änderungen erfolgt die weitere Berechnung in ähnlicher Weise wie früher. Wir zeigen dieselbe an einem Beispiele.

Beispiel. In dem unter Fig. 85 (S. 361) dargestellten Träger sei für

Stab	0 1	1 3	3 1'	1' 0	1 2	2 3	3 2'	2' 1'	0 2	2 2'	2' 0'
$t =$	0°	0°	0°	0°	10°	10°	10°	10°	20°	20°	20°
daher die	$\sigma =$	0	0	0	0	12	12	12	12	24	24
										24	$24 \cdot \frac{1}{100000}$

Daraus finden sich unter Zuhilfenahme der Kotangenten der Winkel die Winkeländerungen; so erhält man z. B. für

$$\Delta \varphi_{213} = -0,165 (12 - 12) + 1,3 (12 - 0) = 15,6.$$

Nun folgt wieder die Bestimmung der Stellungswinkel als Funktionen von ξ . Für Knotenpunkt 1 erhält man z. B.

$$^{13}\tau_1 = \xi_1; \quad ^{12}\tau_1 = \xi_1 - 15,6; \quad ^{01}\tau_1 = \xi_1 - 15,6 - 49,3 = \xi_1 - 64,9.$$

Im Punkte 4 lassen sich wieder die Stellungswinkel direkt aus der Symmetrie ermitteln. Ebenso ergeben sich die Winkel in 2' aus der Symmetrie mit 2. Sind alle Stellungswinkel als Funktionen von ξ bestimmt, so lassen sich wieder die Momente für jeden einzelnen Punkt aufstellen.

Man bekommt z. B.

Knotenpunkt 1.		
$^{01}M_1 = 203 (\xi_1 - 64,9) + 102 (\xi_0 - 20,3)$		$^{01}M_1 = -47,8 \text{ cmt}$
$^{12}M_1 = 33,4 (\xi_1 - 15,6) + 16,3 (\xi_2 - 40,8)$		$^{12}M_1 = +10,8 \text{ cmt}$
$^{13}M_1 = 136 (\xi_1 - 69,1 - 25,2)$		$^{13}M_1 = +37,0 \text{ cmt}$
$\Sigma M = 0 = 102 \xi_0 + 372,4 \xi_1 + 16,3 \xi_2 - 18173,$		

und analog

$$\text{Knotenpunkt 0.} \\ \Sigma M = 0 = 328 \xi_0 + 102 \xi_1 + 61,9 \xi_2 - 15061.$$

$$\text{Knotenpunkt 2.} \\ \Sigma M = 0 = 61,9 \xi_0 + 16,3 \xi_1 + 222,9 \xi_2 - 14634.$$

Die Auflösung der obigen Gleichungen liefert:

$$\xi_0 = +22,8; \quad \xi_1 = +40,2; \quad \xi_2 = +56,4.$$

Da die τ in Hunderttausendstel, die K und L in Tausenden ausgedrückt erscheinen, sind die erhaltenen Zahlen mit 100 zu dividieren, um Centimetertonnen zu erhalten; demnach

$$^{01}M_1 = -47,8 \text{ cmt.}$$

Als Kontrolle dient wieder, daß die Summe M_n um Knoten $n = 0$ sein muß; kleine Differenzen werden passend ausgeglichen.

Die Stabkräfte selbst werden sämtlich $= 0$, weshalb unter allen Umständen das Maximum der Nebenspannungen sich aus den Werten M berechnet. Für die in irgend einem Stabe entstehende grösste Nebenspannung k''' wird daher stets $k''' = \frac{Me}{J}$, wobei für M das grösere der beiden in den Knotenpunkten auftretenden Momente zu nehmen ist. Man findet für

Stab	0 1	1 3	3 1'	1' 0'	1 2	2 3	3 2'	2' 1'	0 2	2 2'	2' 0'
$k''' =$	0,104	0,079	0,079	0,104	0,108	0,009	0,009	0,108	0,043	0,025	0,043 t

f. d. qcm.

Durchbiegung infolge ungleicher Erwärmung. Die Summe der Winkeländerungen für die unteren Knotenpunkte 2 und 2' ergibt sich mit je

$$\Sigma \varphi = -29,0 - 28,8 - 12,0 = -69,8;$$

daraus berechnet sich die grösste Durchbiegung wie das Moment in der Mitte eines Trägers, wenn 69,8 die in 2 und 2' angreifenden Kräfte wären, mit $69,8 \cdot 400 = 27920$. Da die φ Hunderttausendstel bedeuten, ist die gefundene Grösse mit 100 000 zu dividieren, die wirkliche Durchbiegung beträgt mithin 0,28 cm.

Für irgend einen Knotenpunkt ist nach Gl. 125, S. 358

$$M = K \tau_0 + L \tau_1.$$

Für ein gegebenes Trägersystem sind K und L konstante Grössen, da $S = 0$; τ_0 und τ_1 sind algebraische Funktionen, welche in Bezug auf die darin vorkommenden Veränderlichen $\frac{\Delta s}{s}$ (die relativen Längenänderungen der Stäbe) vom ersten Grade sind; die Werte τ werden mithin n mal so groß, wenn die relativen Längenänderungen n mal so groß werden. Da letztere aber der Temperaturdifferenz zwischen Ober- und Untergurt direkt proportional sind, so läßt sich behaupten, daß die bei ungleicher Erwärmung der Gurte infolge Starrheit der Knotenverbindungen entstehenden Nebenspannungen der Temperaturdifferenz direkt proportional sind.

In unserem Beispiele betrug die grösste Nebenspannung für 20° Temperaturdifferenz 104 kg f. d. qcm, man kann mithin sagen, daß jedem Grade Celsius Temperaturdifferenz eine Spannungszunahme von 5 kg f. d. qcm entspricht. Es muß weiteren Berechnungen vorbehalten bleiben, auch in anderen Fällen die wirkliche Grösse der Neben-

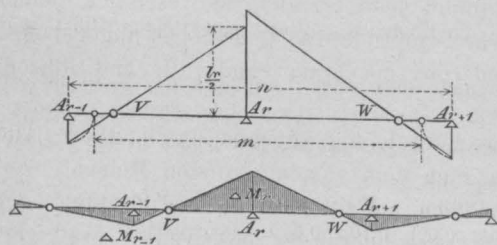
spannungen zu ermitteln; das vorgeführte Beispiel zeigt, daß Temperaturunterschiede bis zu 10° , welche in Wirklichkeit wiederholt beobachtet wurden, selbst in statisch bestimmten Systemen bei genieteten Knotenverbindungen Nebenspannungen erzeugen, welche 7% der zulässigen Inanspruchnahme betragen können.

§ 48. Nebenspannungen infolge Veränderung der Höhenlage der Stützen.

Die Inanspruchnahme der kontinuierlichen Träger wird durch die Höhenlage der Stützen wesentlich beeinflusst. In § 32 ist bereits eine Methode vorgeführt, welche eine Berücksichtigung dieses Umstandes gestattet. Wir schliessen hier noch einige Bemerkungen an.

Wir wollen jenen Träger den reduzierten nennen, welcher aus dem ursprünglichen kontinuierlichen Träger entsteht, wenn man die Stütze A_r , deren Senkung zunächst allein in Frage kommen soll, entfernt. Die Wirkung der Senkung Δs_r einer Stütze A_r des ursprünglichen Trägers ist dieselbe, als ob auf dem reduzierten eine Last P_r in A_r wirken würde, welche in A_r die Durchbiegung Δs_r erzeugt. Dem reduzierten Träger entsprechen im Felde $A_{r-1} A_{r+1}$ zwei Wendepunkte VW , welche graphisch oder

Fig. 91.



numerisch ermittelt werden können (siehe S. 315). Die Momente ΔM_{r-1} und ΔM_{r+1} über den Stützen A_{r-1} und A_{r+1} und jenes ΔM_r unter dem Lastangriffspunkte A_r können hiernach als Funktion von P direkt aus den Gleichungen 110, 111 und 95 ermittelt werden. Damit ist aber auch das Verhältnis $\frac{\Delta M_{r-1}}{\Delta M_r} = -\iota$ und $\frac{\Delta M_{r+1}}{\Delta M_r} = -\kappa$ gegeben.

Für die r te um Δs gesenkte Stütze eines kontinuierlichen Trägers konstanten Querschnitts gilt die Momentengleichung:

$$l_r \Delta M_{r-1} + 2(l_r + l_{r+1}) \Delta M_r + l_{r+1} \Delta M_{r+1} = \frac{6 E J}{l_r l_{r+1}} (l_r + l_{r+1}) \Delta s.$$

Setzt man jene Werte ι und κ in die allgemeine Momentengleichung für die r te Stütze des ursprünglichen Trägers ein, so erhält man nach kurzer Reduktion:

$$\Delta M_r = \frac{3 E J}{l_{r-1} l_r} \cdot \frac{l_r + l_{r+1}}{\left(1 - \frac{\iota}{2}\right) l_r + \left(1 - \frac{\kappa}{2}\right) l_{r+1}} \Delta s = \frac{3 E J}{l_r l_{r+1}} \cdot \zeta \cdot \Delta s.$$

Bei bekannter Lage der Wendepunkte ist es, wie Fig. 91 zeigt, leicht, zwei Strecken zu konstruieren, welche den Bruch ausdrücken. Man braucht nur die halben Felderlängen über A_r als Ordinaten aufzutragen, die Endpunkte dieser Ordinaten mit den bezüglichen Wendepunkten zu verbinden, so schneiden diese Geraden auf den Vertikalen durch die Punkte A_{r-1} und A_{r+1} Strecken ab, welche von $A_{r-1} A_{r+1}$ abgezogen m geben. Es ist dann $\frac{n}{m} = \zeta$. Die Gröfse ζ erhält ihren Minimalwert 1 für den Träger mit nur zwei Feldern, ist aber in allen Fällen nicht viel von 1 verschieden.

Kombiniert sich der Einfluss einer Senkung oder Hebung der Stützen mit dem einer zufälligen Last, so hat man die für beide Umstände getrennt ermittelten Transversalkräfte und Momente zu addieren. Auf die gefährlichste Belastungsweise ist die Höhenlage der Stützen ohne Einfluss. Durch das Heben einer Stütze wird an dieser ein negatives, durch das Senken ein positives Moment erzeugt, welches der Höhendifferenz proportional ist.

Die mittlere Gurtfläche eines Trägers mit gleichlangen Feldern sei f , das mittlere Moment $M = c_1 q l^2$, worin q die Gesamtlast, c_1 ein Koeffizient, l die Feldlänge, $h = \frac{l}{n}$ die Trägerhöhe, k die zulässige Inanspruchnahme, so ist $\Delta M_r = c_1 \frac{\Delta s}{l^2} J E$, $J = \frac{h^3 f}{2}$ und $f = \frac{M}{h \cdot k}$.

Setzt man das Moment, welches über der r ten Stütze durch die Belastung bei horizontaler Lage der Stützen entsteht, $M_r = c_2 q l^2$, so erhält man nach kurzer Reduktion, die Konstanten zusammenfassend, $\frac{\Delta M_r}{M_r} = C \cdot \frac{\Delta s}{l}$.

Führt man Δs in Millimetern, l in Metern ein, so kann man C für Träger mit zwei Feldern etwa zu 0,25, für Träger mit mehr als zwei Feldern zu 0,18 annehmen. Man sieht daraus, daß der Einfluß der gleichen Höhenänderung einer Stütze umso größer wird, je kleiner die Spannweite ist.

Senkt sich eine Stütze um 1 cm, so ändert sich unter Annahme von zwei Feldern bei

einer Spannweite von . . .	30	50	100	150	m
das Maximalstützenmoment um	12,0	4,9	2,1	1,8	%.

Beim Vorhandensein von mehr als zwei Stützen beträgt die Änderung ungefähr nur $\frac{3}{4}$ dieses Prozentsatzes.

Die Änderung, welche das positive Maximalmoment erleidet, ist wesentlich kleiner und beträgt bei zwei Feldern etwa $\frac{2}{3}$, bei mehr Feldern etwa $\frac{1}{2}$ des oben angegebenen Prozentsatzes. Auch der Prozentsatz für die Änderung der Transversalkräfte und Stützendrücke ist wesentlich geringer.²⁰⁾

Bei kleinen Blechträgern wird der Querschnitt häufig konstant durchgeführt. Die Bestimmung der Querschnittsfläche richtet sich nach dem absolut größten Moment, welches bei horizontaler Lage über den Mittelstützen auftritt; durch eine Senkung der Stützen lassen sich die Stützenmomente so weit vermindern, die positiven so weit vermehren, bis die positiven Maxima gleich den negativen werden.

Für zwei Felder erhält man hiernach bei konstantem Querschnitt für die zweckmässigste Hebung, wenn p die Eigenlast, q die Verkehrslast f. d. lfd. m

$$\Delta s = \left(22p + 23q - 4\sqrt{32p^2 + 66pq + 34q^2} \right) \frac{l^4}{48 EJ}.$$

Für drei Felder von den Längen l_1, l, l_1 ist die Wahl der Felderlängen nicht mehr gleichgültig; für das zweckmässigste Verhältnis der Spannweite, für welche das Moment über den Mittelstützen den größten Momenten, welche im gefährlichsten Querschnitt zwischen den Stützen entstehen können, gleichgesetzt wird, ergibt sich nach Winkler näherungsweise: $\frac{l}{l_1} = \frac{1,174p + 1,131q}{p + q}$ und für die Senkung jeder der beiden Mittelstützen ebenso hinreichend genau

$$\Delta s = \left(0,0266 \frac{p}{q} + 0,0142 \frac{q}{p+q} \right) \frac{p+q}{EJ} \lambda^4, \text{ wenn } \lambda = \frac{2l_1 + l}{3}.$$

Bestimmt man die Abmessungen eines Trägers so, daß in jedem Querschnitte bei der ungünstigsten Belastungsweise möglichst das Maximum der zulässigen Inanspruchnahme erreicht wird, so wird die notwendige Materialmenge für den ganzen Träger nahezu durch $A F_m + B F_t$ bestimmt. Hierbei sind A und B Koeffizienten, F_m und F_t die Flächen, welche zwischen der Kurve der absoluten Maximalmomente jedes Punktes bzw. der Maximal-Transversalkräfte liegen. Die Werte F_m und F_t ändern sich, wenn sich die Höhenlage der Stützen ändert und es ist nun offenbar jene Ände-

²⁰⁾ Ausführlicheres s. Winkler. Äussere Kräfte gerader Träger 1875, S. 169, 170 u. 1886, S. 166 u. ff.

rung der Stützen die zweckmäßigste, für welche die Gesamtmaterialmenge ein Minimum wird. Handelt es sich um einen bestimmten Fall, so wird man am besten die Transversalkrafts- und Momentenkurve für eine horizontale Lage der Stützen darstellen und die Flächen bestimmen. Es ist alsdann leicht, auch die Flächen für verschiedene Höhenlagen der Stützen zu ermitteln.

Die Momentenfläche läßt sich gegenüber dem Falle bei horizontalen Auflagerpunkten durch eine Hebung der Mittelstützen im allgemeinen um etwa 1% vermindern, hierbei aber vermehrt sich die Transversalkraftsfläche, sodaß ein wesentlicher Vorteil hinsichtlich der Materialmenge sich nicht erzielen läßt.

Eine absichtliche Hebung oder Senkung der Stützen ist bei kontinuierlichen Trägern selten vorgekommen. Bei einer Brücke über die Thur (fünf Felder) wurden, um einen möglichst konstanten Querschnitt zu erhalten, die Stützen um so viel gesenkt, daß die drei relativ größten Momente einander gleich wurden; zu diesem Behufe wurden die Träger nach einer bestimmten Überhöhung montiert und hiernach über den vier Mittelstützen durch ihr eigenes Gewicht um das berechnete Maß gesenkt, sodaß die Auflager schließlich in einer Horizontalen sich befanden.

Unbeabsichtigte Höhenänderungen der Auflagerpunkte können entstehen durch ein Setzen des Pfeilermaterials, durch Mängel in der Ausführung, insbesondere aber durch Temperaturänderungen, welche eine Ausdehnung bzw. Verkürzung der Pfeilerhöhen bedingen. Bei einer Spannweite von 30 m und einer Pfeilerhöhe von 60 m kann sich bei Eisenpfeilern das Moment über der Stütze um etwa 24%, bei Stein um etwa 16% bei einer Temperaturdifferenz von 30° ändern, sodaß auf diesen Umstand bei kleinen Spannweiten und hohen Pfeilern jedenfalls Rücksicht zu nehmen ist. Eine weitere Senkung der Stützen wird durch die Verkürzung des Pfeilers hervorgerufen, welche er infolge des Stützendruckes, den die zufällige Last erzeugt, erleidet.

§ 49. Nebenspannungen infolge ungenauer Montierung. Absichtliche Anspannungen.

Nebenspannungen, welche eine Folge ungenauer Ausführung sind, können ebenfalls sehr beträchtlich werden. Unter Annahme gelenkiger Knotenverbindungen treten sie natürlich nur in statisch unbestimmten Systemen auf. Führt man in die allgemeine Gleichung $\sum S dl = 0$, welche für unbelastete Fachwerke gilt, die Längenänderungen ein, so lassen sich die Nebenspannungen leicht ermitteln. Im Beispiel S. 372 ist angenommen, daß das auf T. VI behandelte, statisch unbestimmte Fachwerk beim Einziehen der Gegendiagonalen Zusatzspannungen dadurch erleide, daß die Gegendiagonalen um $\delta_1, \delta_2, \delta_3$ größer oder kleiner als die dem spannungslosen Zustande entsprechende Länge eingeführt werden, etwa durch Eintreiben von Dornen in die Nietlöcher.

Die Auflösung der Gleichungen für $\delta_1 = \delta_2 = \delta_3 = 2 \text{ mm}$ giebt die Werte X_1, X_2, \dots , auf Grund welcher die Spannungen in den übrigen Stäben des Fachwerkes und damit jene Inanspruchnahmen ermittelt werden können; in unserem Beispiele sehen wir letztere bis 659 kg f. d. qcm steigen, also eine höchst beachtenswerte Größe erreichen. Man vergleiche hierüber auch Kapitel XVI dieses Werkes.

Die absichtliche Anspannung der Glieder eines Fachwerkes haben wir schon S. 357 erwähnt. In jüngster Zeit haben Deistler und der Verfasser dieses Kapitels bei noch im Dienste befindlichen Schiffkorn-Brücken mittels Dehnungsmessern (vergl. Kap. XVI, S. 218 der fünften Abteilung), speziell mit Deistlers Apparat³⁰⁾ ganz bestimmte Spannungen in die vertikalen Schließsen gebracht.

³⁰⁾ Technische Blätter 1889, S. 17.

Über die absichtliche Anspannung der Gurten eines Fachwerks ist folgendes zu bemerken. Ein interessantes Mittel, Material in denselben zu sparen, besteht darin, daß man in dem durch die Belastung in einem bestimmten Sinne beanspruchten Gurt vorher künstlich eine entgegengesetzte Inanspruchnahme erzeugt. Bei einem einfachen Träger kann dies geschehen, indem man entweder im Untergurte künstlich einen Druck oder im Obergurte künstlich einen Zug erzeugt. Beides wurde schon 1865 von Köpcke³¹⁾ vorgeschlagen. Zur praktischen Durchführung ist die erste der genannten Konstruktionsweisen i. J. 1878 an der Brücke über die Elbe bei Riesa gekommen.³²⁾

Wir lassen das Wesen des Verfahrens folgen. Indem man das Ende eines oder einer Reihe von Trägern, die auf horizontal beweglichen Lagern bei A B u. s. w. ruhen, gegen das rechtsseitige Widerlager stoßen läßt und am anderen Widerlager A (vergl. Fig. 92) einen Winkelhebel oder Kniehebel anbringt, auf welchen ein Gewicht Q wirkt, ist man imstande, einen bestimmten, durch die Wahl von Q

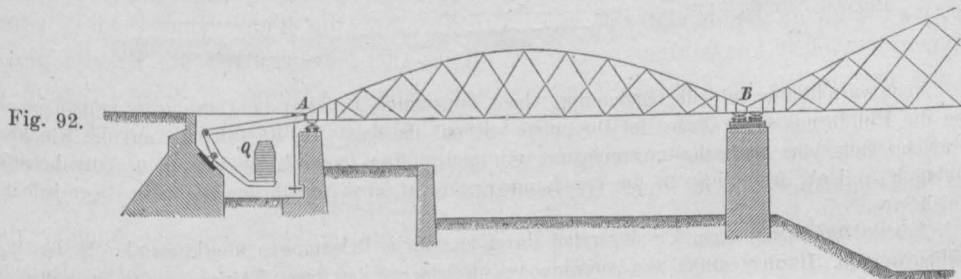
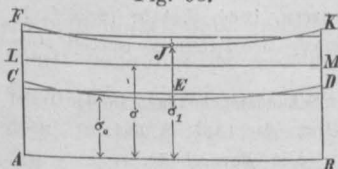


Fig. 92.

gegebenen künstlichen Horizontalschub H an den Auflagern zu erzeugen, welcher zunächst von den Untergurten aufgenommen wird und sich in denselben als konstanter Druck äußert. Da sowohl durch das Eigengewicht wie durch die zufällige Last ein Zug im Untergurte erzeugt wird, erscheint als resultierende Spannung Zug oder Druck, je nachdem der Einfluss der einen oder anderen Ursache überwiegt. Bei einem Parabel- oder ähnlich gestalteten Träger ist die Spannung des Untergurtes für totale Belastung ganz oder nahezu konstant und es fragt sich nun, was in diesem Falle die günstigste Wahl von H sei, um möglichst viel Material am Untergurte zu sparen.

Stellen (s. Fig. 93) die Ordinaten von CED die Spannung des Untergurtes durch das Eigengewicht, jene von FJK die der totalen Belastung entsprechende dar, so scheint es für den ersten Augenblick am günstigsten, H so zu wählen, daß die hierdurch erzeugte

Fig. 93.



Spannung σ im Untergurte gleich dem Mittel $\frac{\sigma_0 + \sigma_1}{2}$ ist. Bei dieser

Anordnung würde bei Belastung durch Eigengewicht eine Druckspannung $\sigma - \sigma_0$ erzeugt, während bei totaler Belastung eine Zugspannung von der Größe $\sigma_1 - \sigma$ auftritt. Diese Schlussfolgerung ist jedoch nur nach der älteren Auffassungsweise richtig, wonach die nötige Querschnittsfläche nach der absolut höchsten Inanspruchnahme

gerechnet wird. Trägt man jedoch der Anschauung Rechnung, wonach bei wechselnder Inanspruchnahme die Querschnitte keineswegs nach der absolut größten Spannung zu bemessen sind, so gelangt man zu einem anderen Resultat. Nach der in Amerika üblichen Auffassung, wonach bei wechselnder Inanspruchnahme die größte Zug- und Druckspannung als absolute Größen zu addieren und hiernach der Querschnitt zu bestimmen wäre, käme man z. B. zur Größe $(\sigma_1 - \sigma) + (\sigma - \sigma_0) = \sigma_1 - \sigma_0$, d. h. es wäre ganz gleichgültig, wie man σ und damit H wählt, so lange überhaupt σ zwischen σ_1 und σ_0 bleibt. Je nachdem man sich für die eine oder andere der neueren Berechnungsmethoden entschließt, wird man die eine oder andere günstigste Wahl von H treffen können, doch sind die Unterschiede nicht sonderlich groß, und es dürfte sich mit Köpcke empfehlen, H so zu wählen, daß die hierdurch erzeugte Druckspannung die durch die Eigenlast hervorgerufene Inanspruchnahme gerade aufhebt. Wählt man nun außerdem die Parabel für den Obergurt, so wird das Gitterwerk durch das Eigengewicht eine ganz unwesentliche Inanspruchnahme erfahren, mithin der Obergurt für dasselbe wie ein Bogenträger wirken,

³¹⁾ Siehe: Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1865, S. 71—82. Dieselbe Idee in anderer

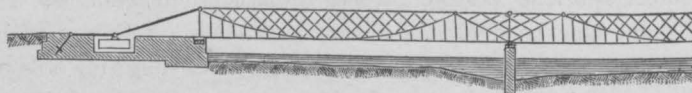
Form auf Bogenbrücken angewendet, bringt A. Föppl. Deutsche Bauz. 1875, S. 91—92.

³²⁾ Siehe Mitteilungen des Sächs. Ing.- u. Arch.-Ver. 1879, erste Hälfte, S. 12—19.

der die ganze Eigenlast aufnimmt. Für die mobile Last aber verhält sich ein derartiger Träger ganz wie ein gewöhnlicher Fachwerksträger.

Es wird mithin bei letzterer Anordnung einmal am Untergurt soviel Material erspart, als zur Aufnahme des ganzen Eigengewichtes erforderlich ist, es wird aber zweitens auch dadurch gespart, daß der ganze Träger leichter wird, wodurch sich das Konstruktionsgewicht des Obergurtes noch mehr vermindert. Da dieser Ersparnis die Mehrkosten an Pfeilermauerwerk und der Aufwand für die Hebelkonstruktion und das allerdings aus billigem Material zu beschaffende Gewicht Q gegenüberstehen, so sieht man ein, daß die Konstruktion im allgemeinen nur dann vorteilhaft sich erweisen wird, wenn erstens eine grosse Spannweite und mithin ein hohes Eigengewicht vorhanden sind und wenn zweitens mehrere Träger aneinanderschließen, für welche sodann ein einziges Gewicht Q ausreicht.

Fig. 94.



Noch vorteilhafter als die Erzeugung eines konstanten Druckes im Untergurte müßte im allgemeinen die Einführung eines Zuges im Obergurte wirken, da dann die Rücksichten auf die Knickfestigkeit, welche stets eine Querschnittsvermehrung mit sich führen, zum Teile wegfallen. Der betreffende Vorschlag Köpcke's ist in Fig. 94 zur Anschauung gebracht, eine Ausführung desselben liegt jedoch zur Zeit nicht vor.

Absichtliche Spannungen können weiter durch künstliche Belastungen überkragender Enden u. s. w. geschaffen werden. Hierher zählen die Anordnungen, welche wir bei jenen Trägern finden, die durch eine konkave Krümmung des Untergurtes den Eindruck von Bogenträgern machen, vergl. Kap. X, insbesondere die Anordnung der Stephanie-Brücke in Wien. Es wird hierdurch möglich, die Verteilung der Spannungen wesentlich zu Gunsten der beabsichtigten Form zu ändern.

Litteratur, Nebenspannungen betreffend.

(Obgleich im Texte der obigen Abschnitte und bei Abschnitt F. diese Litteratur bereits ziemlich vollständig aufgenommen ist, so möge hier doch eine Zusammenstellung Platz finden.)

- Manderla. Die Berechnung der Sekundärspannungen im einfachen Fachwerk infolge starrer Knotenverbindungen. Allg. Bauz. 1880.
- Engesser. Die Sicherung offener Brücken gegen Ausknicken. Centralbl. d. Bauverw. 1884, S. 415; 1885, S. 71.
- Landsberg. Ebene Fachwerksysteme mit festen Knotenpunkten und das Prinzip der Deformationsarbeit. Centralbl. d. Bauverw. 1885.
- Landsberg. Beitrag zur Theorie der Fachwerke (graphische Ermittlung der Sekundärspannungen infolge fester Knotenverbindung der Gurtstäbe). Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1885, S. 361.
- Müller-Breslau. Zur Theorie der Biegungsspannungen im Fachwerksträger. Allg. Bauz. 1885.
- Müller-Breslau. Beitrag zur Theorie des Fachwerks. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1885, S. 417.
- Landsberg. Beitrag zur Theorie der Fachwerke. Dasselbst 1886, S. 195.
- Müller-Breslau. Zur Theorie der Biegungsspannungen in Fachwerksträgern. Dasselbst 1886, S. 399.
- Über die durch partielle Erwärmung bedingten Spannungen eiserner Netz- und Fachwerksbrücken. Deutsche Bauz. 1885, S. 223.
- Manderla. Über die Wirkungsweise gelenkförmiger Knotenverbindungen. Allg. Bauz. 1886, S. 9.
- Landsberg. Beitrag zur Theorie des ebenen Fachwerks. Festschrift d. techn. Hochschule zu Darmstadt 1886.
- Müller-Breslau. Beitrag zur Theorie der ebenen elastischen Träger. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1888, S. 605.

F. Die Durchbiegung der Balkenbrücken.

§ 50. Durchbiegung der Vollwandträger.

Obwohl die vorhergehenden Abschnitte dieses Kapitels wiederholt auf die Berechnung der Durchbiegung und auf die Konstruktion der Formänderungen Bezug genommen, ja selbst spezielle Beispiele gebracht haben, erscheint es doch angezeigt, die wichtigsten Regeln hier noch einmal zusammenzustellen und Vergleiche hinsichtlich der erörterten Methoden zu bringen. Die allgemeinste Lösung für alle Körper oder sich stützende Gruppen von Körpern, die sich im stabilen Gleichgewichte befinden und die in beliebiger Weise von Kräften belastet und in bestimmten Punkten durch starre Körper unterstützt sind, bringt der Satz:

Um die Verrückung eines Punktes A eines solchen Gebildes nach einer fraglichen, durch A gehenden Richtung zu bestimmen, bringe man in dieser Richtung eine neue Kraft P an, drücke die gesamte Formänderungsarbeit des ursprünglich spannungslos gedachten Gebildes als Funktion des Eigengewichtes und aller äusseren Kräfte, einschliesslich P , aus, so erhält man durch Differentiation dieser Funktion (das Potential) partiell nach P differenziert die totale Verschiebung des Punktes A nach Richtung von P , wenn man in dem schliesslich erhaltenen Ausdruck wieder $P = 0$ setzt.³³⁾

Die Formänderungsarbeit ist für vollwandige Balkenträger durch Formel 47, S. 262 gegeben, wobei zunächst die Temperaturgrößen IV und V nicht in Betracht kommen sollen. Die Differentiation der Ausdrücke I nach P liefert den Einfluss der Axialkraft auf die Durchbiegung, jene von III den Einfluss der Schubkraft.³⁴⁾

In den meisten Fällen ist es zulässig, den Einfluss der Schubkraft auf die Durchbiegung zu vernachlässigen; der Fehler ist angenähert jenem gleichwertig, den man begeht, wenn man bei Bestimmung der Durchbiegung von Fachwerken die Formänderung der Füllungsglieder unberücksichtigt lässt und nur die Spannungen der Gurte in Rechnung zieht (vergl. S. 245 die Zusammenstellung der Einflusswerte).

Für die Durchbiegung y in der Mitte eines einfachen Trägers konstanten Querschnittes erhält man

$$y = \frac{5}{384} \frac{(p+q) l^4}{EJ} + \beta \frac{(p+q) l^2}{8GF}, \dots \dots \dots 137.$$

wenn p die gleichmässige Eigenlast, q die totale gleichförmige zufällige Belastung, l die Stützweite, E der Elasticitätsmodul, G der Schub-Elasticitätsmodul (S. 256), F die Querschnittsfläche, J das Trägheitsmoment des Querschnittes, β eine reine Zahl, deren Grösse von der Form des Querschnittes abhängig ist, bedeutet. β wird für den Rechtecksquerschnitt 1,2, für den Kreis 1,18, für kompliziertere Formen lässt die Berechtigung der Annahme viel zu wünschen übrig. Für den Rechtecksquerschnitt wird das zweite Glied 2,4% des ersten. Winkler hat einige andere Querschnittsformen untersucht und findet für einen Blechträger die Vermehrung der Durchbiegung³⁵⁾ durch die Schubspannungen allerdings 16%₀. Bedenkt man aber, dass die unvermeidliche Steifigkeit der Fahrbahn-

³³⁾ Vergl. Steiner. Grundgesetze der Formänderung elastischer Körper. Wochenschr. d. österr. Ing.-u. Arch.-Ver. 1889, Mai, S. 177.

³⁴⁾ Hierüber vergl. Ritter. Anwendungen der graphischen Statik. Zürich 1888, S. 150.

³⁵⁾ Winkler. Theorie der Brücken. Äussere Kräfte. 1886, S. 313—325.

konstruktion, des Windverbandes u. s. w. nicht ohne Einfluß bleiben, berücksichtigt man ferner das auf S. 255 Gesagte, so erscheint es für praktische Zwecke vollständig gerechtfertigt, den Einfluß der Schubspannung zu vernachlässigen.³⁶⁾

Die Berücksichtigung des veränderlichen Querschnittes erfolgt am besten graphisch nach den Methoden des § 25. Für durch Lamellen verstärkte I-Träger und Blechträger, wie sie im Brückenbau vorkommen, genügt es jedoch meist, ein mittleres Trägheitsmoment J_m als Konstante einzuführen, welches aus der Gleichung $\frac{l}{J_m} = \int_0^l \frac{dx}{J}$ gewonnen wird, vergl. Beispiel S. 309. Für einen Träger konstanten Widerstandes wird

$$y = \frac{1}{64} \frac{(p+q) l^4}{E J_0}, \text{ vergl. S. 294} \quad \dots \quad 138.$$

Für praktische Zwecke empfiehlt sich zur Berechnung der Senkung in der Mitte als für Blechbrücken ausreichend die Regel³⁷⁾

$$y = \frac{1}{70} \frac{(p+q) l^4}{E J} \quad \dots \quad 139.$$

Für den kontinuierlichen Träger wird für ein total belastetes Feld die nahezu größte Einsenkung y_m in einem Punkte, der um x_m von der linken Stütze absteht, und in welchem das größte positive Moment auftritt, sich rechnen lassen aus

$$E J y_m = \frac{l}{6} \left(\frac{q l^2}{4} + 2 M_1 + M_2 \right) x_m - \frac{M_1 x_m^2}{2} - \frac{q x_m^4}{8} \quad \dots \quad 140.$$

$$\text{wenn } x_m = \frac{l}{2} - \frac{M_1 - M_2}{q l}.$$

Hierin bedeutet M_1 das Stützenmoment über der linken, M_2 jenes über der rechten Stütze; Momente, welche im Uhrzeigersinne drehen, werden positiv bezeichnet. M_1 und M_2 sind also in der Regel negativ; für $M_1 = M_2 = 0$ ergibt sich Formel 137.

Viel rascher und bequemer wird hier stets die graphische Methode, die Auffassung der elastischen Linie als Seilpolygon, zum Ziele führen, s. S. 291 und die folgenden.

Um die Einflußlinie für die Durchbiegung zu rechnen, bedient man sich mit großem Vorteil der auf S. 217 und 303 gegebenen Formel. Auch für kontinuierliche

Träger läßt sich dieselbe mit Erfolg anwenden. Man denke sich den Träger lediglich auf den Endstützen ruhend, und berechne die Durchbiegung, welche jede einzelne Kraft, die Stützen-

drücke eingeschlossen, im fraglichen Punkte erzeugt. Partielle gleichförmige Belastungen können hierbei vorteilhaft und hinreichend genau durch Einzellasten ersetzt werden, welche den Belastungen von Teilstrecken entsprechen.

Beispiel. Wie groß ist die Durchbiegung y eines kontinuierlichen Trägers Fig. 95 bei gegebener Belastung im Punkte D?

Lastangriffspunkte	1	2	3	4	5
Belastende Kräfte	$\frac{1}{16}$	$\frac{1}{16}$	$\frac{1}{16}$	$\frac{1}{16}$	$-\frac{3,64}{16} \cdot p L$
Abstände von A	$\frac{9}{32}$	$\frac{11}{32}$	$\frac{13}{32}$	$\frac{15}{32}$	$\frac{16}{32} \cdot L$

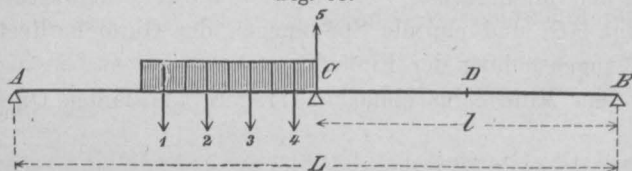
$$\text{Durchbiegung in D} \quad 63288 \quad 73832 \quad 82264 \quad 88200 \quad - 328008 \cdot \frac{p L^4}{3,32^5 E J},$$

$$\text{mithin zusammen und ausgerechnet } y = -0,00345 \frac{p l^4}{E J}.$$

³⁶⁾ Der Fehler läßt sich in gewissem Sinne eliminieren, wenn der anzuwendende Elasticitätsmodul aus Biegeproben unter Vernachlässigung der Schubkräfte gewonnen wurde. Über den Einfluß der Schubkräfte auf E vergleiche man G. Mantel in „Schweizerische Bauzeitung“ 1889, S. 99.

³⁷⁾ Vergl. auch v. Leber. Brückenverordnung. 1888, S. 143, sowie Zaleski. Zeitschr. d. österr. Ing.-u. Arch.-Ver. 1886, Heft IV.

Fig. 95.



§ 51. Durchbiegung der Fachwerksbrücken.

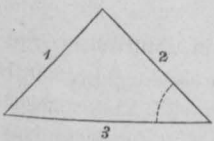
Für Fachwerksbrücken können ganz näherungsweise die obigen Formeln gebraucht werden, wenn man $J = \frac{Fh^2}{2}$ setzt und mit F die mittlere Querschnittsfläche eines Gurtcs bezeichnet. Für den Parabelträger nähert sich die Durchbiegung mehr dem Werte Formel 138, bei kleinen Fachwerksbrücken mehr dem Werte Formel 137. Es ist leicht, an Stelle von $\frac{1}{64}$ und $\frac{5}{384}$ Zahlenwerte aufzustellen, welche sich dem speziellen Systeme mehr anschließen.

Viel genauer sind die folgenden rechnerischen und graphischen Methoden, welche die Formänderung sämtlicher Stäbe berücksichtigen.

1. Berechnung von Einflusswerten. Wir haben die genaue rechnerische Durchführung der Senkungen der Untergurts-Knotenpunkte für eine Last $P = 1$ in der Trägermitte oder, was dasselbe ist, die Ermittlung der Ordinaten der Einflußlinie für die Senkung der Trägermitte durchgeführt (vergl. S. 244, Absatz 4 v. o. und das Beispiel) und sind damit imstande, für jede beliebige Belastung des Trägers die Durchbiegung in der Mitte zu bestimmen. — Diese Methode ist die genaueste, aber die umständlichste.

2. Seilpolygon-Methode. Einfacher ist es, die Linie des Untergurtes bzw. des Obergurtes nach dem Satze zu bestimmen, daß diese ein Seilpolygon ist, welches man für die willkürliche Poldistanz H konstruieren kann, wenn man die mit H multiplizierten Winkeländerungen als Einzellasten auffaßt, vergl. S. 243. Man kann nun direkt für eine bestimmte Laststellung die Winkeländerungen rechnen, wie dies in § 43. und in dem Beispiele auf T. VII, F. 16 geschehen ist (vergl. S. 362), oder Einflußlinien ermitteln.

Fig. 95 a.



Die Berechnung der Winkeländerungen erfolgt für jeden Winkel eines Dreiecks von den Seiten 1 2 3 nach der Formel

$$\Delta(2\ 3) = (\lambda_1 - \lambda_2) \cotang(1\ 2) + (\lambda_1 - \lambda_3) \cotang(1\ 3),$$

wenn $\Delta(2\ 3)$ die Änderung des Winkels 2 3 (Fig. 95 a) bezeichnet und wenn $\lambda_1 = \frac{S_1}{EF_1}$, $\lambda_2 = \frac{S_2}{EF_2}$, $\lambda_3 = \frac{S_3}{EF_3}$ die relativen Längen-

änderungen der Stäbe 1 2 3 von den Querschnittsflächen $F_1 F_2 F_3$ sind, welche den Spannungen $S_1 S_2 S_3$ ausgesetzt sind.

Es ist nur nötig, für jede Lage der Last die durch das schraffierte Dreieck bedingte Winkeländerung und für überhaupt eine Lastlage die Änderungen aller an den Untergurtnoten zusammenstoßenden Winkel zu rechnen, da die Winkeländerungen aller Dreiecke zwischen dem schraffierten Dreieck und der linken bzw. rechten Stütze dem linken bzw. rechten Stützendruck proportional sind, also leicht aus einem bekannten Werte ermittelt werden können.

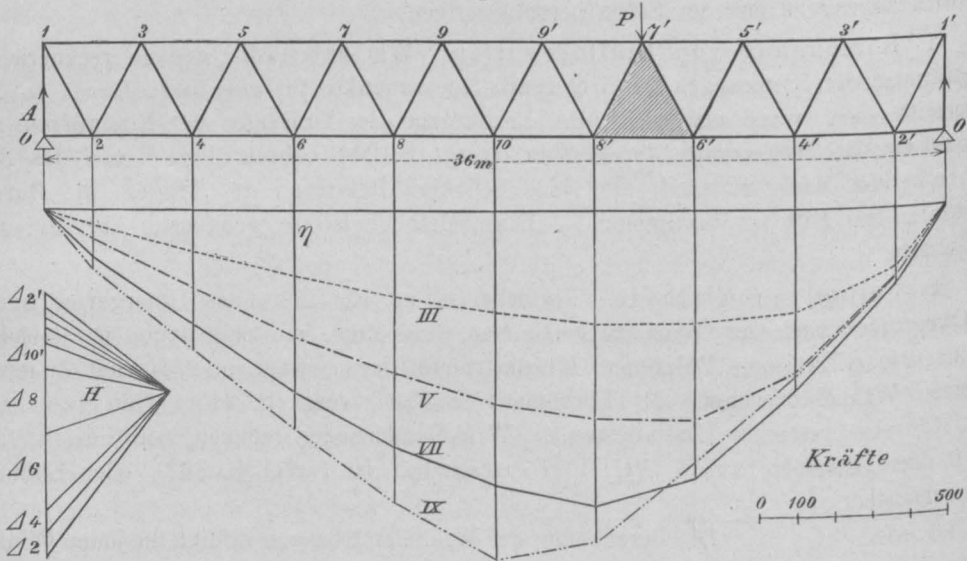
Beispiel. Für das auf T. VII, F. 16 gezeichnete Beispiel bringen wir in Fig. 96, S. 386 die Ermittlung der Biegelinien des Untergurtes III, V, VII, IX für eine Einzellast $P = 100\ t$ in den Punkten 3', 5', 7', 9'.

Belastungsfälle: III:	$P = 100\ t$ in 3',	$A = \frac{1}{9} 100\ t,$	$B = \frac{8}{9} 100\ t,$
V:	$P = 100\ t$ in 5',	$A = \frac{2}{9} 100\ t,$	$B = \frac{7}{9} 100\ t,$
VII:	$P = 100\ t$ in 7',	$A = \frac{3}{9} 100\ t,$	$B = \frac{6}{9} 100\ t,$
IX:	$P = 100\ t$ in 9',	$A = \frac{4}{9} 100\ t,$	$B = \frac{5}{9} 100\ t.$

		Winkeländerung Δ im Punkte									
		2	4	6	8	10	8'	6'	4'	2'	
III.	Be- lastungs- fall:	-15	-8	-7	-16	-22	-30	-45	-121	-206	$\frac{1}{100\,000}$
V.		-29	-15	-13	-31	-45	-60	-148	-175	-102	$\frac{1}{100\,000}$
VII.		-44	-23	-20	-47	-67	-166	-211	-46	-88	$\frac{1}{100\,000}$
IX.		-58	-30	-27	-63	-214	-220	-34	-38	-73	$\frac{1}{100\,000}$

Nur die fettgedruckten Werte sind in jedem einzelnen Belastungsfall neu zu rechnen, die anderen ergeben sich aus dem Proportionalitätssatze.

Fig. 96.



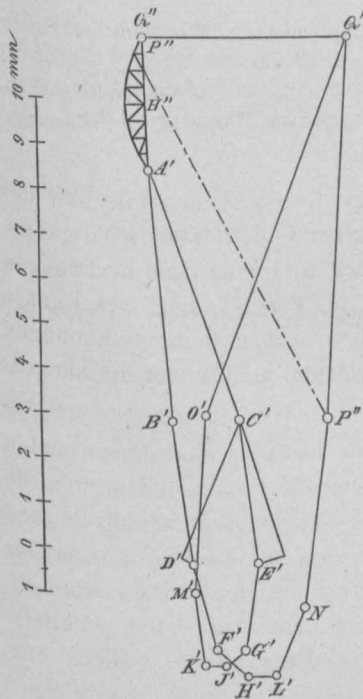
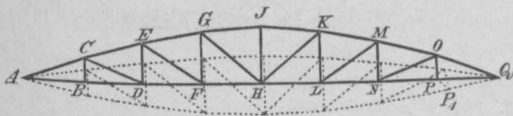
Der Längenmaßstab unserer Figur ist $\frac{1}{300}$, sollen die Durchbiegungen η in natürlicher Größe erscheinen, so müssen die Zahlen Δ in 300facher Größe aufgetragen, es müssen also $\frac{\Delta}{100\,000} \cdot 300 \cdot H$ Kräfteinheiten gemacht werden, wenn H die Poldistanz. Wählt man $H = \frac{100\,000}{300} = 333$ Kräfteinheiten, so kann man die oben gebrachten Zahlen direkt als Kräfteinheiten auftragen. Dies ist für Belastungsfall VII geschehen; als Kräfteinheit ist $\frac{1}{20}$ mm angenommen worden.

3. Kinematische Methode. Nach Erfahrungen im Konstruktionsaale hält der Verfasser die in § 4 in ihren Grundzügen entwickelte Methode, den Geschwindigkeitsplan eines Fachwerks zu konstruieren, für die am raschesten und ohne viele Rechnungen zum Ziele führende. Sollen für eine gegebene Belastung die Verrückungen der Punkte eines gegebenen Trägers ermittelt werden, so bestimme man zunächst die Spannungen S der Stäbe und aus diesen und den bekannten Querschnittsflächen und Längen die Längenänderungen $\Delta l = \frac{Sl}{EF}$ für jeden Stab. Nun betrachte man einen (im allgemeinen beliebigen) Punkt des Fachwerks und eine durch ihn gehende Richtung eines anstoßenden Fachwerkstabes als fest und konstruiere das Geschwindigkeitsdiagramm, indem man die Verrückungen Δl am besten in natürlicher Größe als Geschwindigkeiten aufträgt und nach der in Fig. 13, S. 224 gelösten Grundaufgabe, Dreieck für Dreieck aneinander reihend, aus zwei gegebenen Punkten des Geschwindigkeitsplanes den dritten ermittelt. Beim Auftragen der Längen Δl hat man auf das Vorzeichen genau zu achten. Schließlich bringt man durch eine Drehung das System in die richtige Lage. Näheres enthalten die Beispiele, insbesondere das folgende.

Beispiel, T. VII, F. 1—5. Für das bestimmt belastete Fachwerk F. 1 sind nach der Methode Mohr's (vergl. Fig. 20, S. 233) die Spannungen bestimmt; in der Tabelle sind die Werte Δl berechnet. Nun wurde A und die Richtung AB als festgehalten betrachtet. Nimmt man A' (F. 4^a des Geschwindigkeitsplanes) an, so ist B' durch $A'B' = \Delta l_1 = +0,39 \text{ mm}$ gegeben und, da dies einem Zuge entspricht, im Sinne von AB , also nach rechts aufzutragen. Um C' zu erhalten, trage man von A' aus (gegenseitig zu AC) die einem Drucke entsprechende Verkürzung $\Delta l_2 = (2) = -0,31 \text{ mm}$ nach dem Maßstabe der Δl auf und errichte am Ende von (2) eine Senkrechte zu AC , ebenso trage man von B' aus die in unserem Falle sehr kleine Längenänderung $\Delta l_3 = (3) = +0,03 \text{ mm}$ im Sinne von BC (weil S_3 ein Zug) auf und errichte am Endpunkte eine Senkrechte zu BC . Die beiden Senkrechten schneiden sich in C' . Aus B' und C' läßt sich D' bestimmen; man trage von B' die Strecke (4), also die Verlängerung von BD und zwar, weil S_4 ein Zug, im Sinne von BD auf und errichte eine Senkrechte zu BD , ebenso trage man von C' das (5') im Sinne von CD auf, ziehe die Senkrechte; im Schnitte der beiden Senkrechten erhält man D' (s. F. 4, T. VII; in der Figur steht fälschlich D'' und die nach D' führende Senkrechte ist ausgelassen, was zu verbessern ist). In dieser Weise ist nun von Dreieck zu Dreieck weitergegangen und schließlich Q' erhalten worden. $A'Q'$ gäbe die relative Verrückung der Punkte A und Q . Da diese nur eine horizontale $Q''Q'$ sein kann, setzen wir $A'Q'$ mit einer Drehung zusammen, welcher wir das ganze deformierte System unterwerfen. Einer solchen Drehung entspricht als Geschwindigkeitsplan eine zu F. 1, T. VII ähnliche Figur $A''B''C'' \dots Q''$ von der gegebenen Höhe $Q''A'$. Die Strecken $A''A' = 0$, $B''B'$, $C''C'$, $D''D'$ u. s. w. entsprechen den wirklichen Verrückungen, sie sind als Strahlen vom Punkte A_1 aus in F. 5 aufgetragen. $A_1B_1 \dots Q_1$ ist der richtige Geschwindigkeitsplan, aus welchem die Verrückung jedes Punktes nach Größe, Richtung und Sinn entnommen werden kann.

Oft ist es zweckmäßig, für die Konstruktion des Diagramms $A'B'C' \dots Q'$ nicht den in Wirklichkeit festgehaltenen Punkt A , sondern einen anderen Punkt zunächst als festgehalten zu betrachten. Hierfür empfiehlt sich besonders die Trägermitte H .

Fig. 97.



In Fig. 97 ist H und die Richtung HL festgehalten, im übrigen sind die Belastungen und Dehnungen des Beispiels auf T. VII, F. 1 bis 5 angenommen. Der Geschwindigkeitsplan fällt kleiner aus. Schließlich sind die wahren Verschiebungen von den Punkten $ABC \dots$ aus in $\frac{3}{10}$ Naturgröße nach Richtung und Sinn aufgetragen; hierdurch wurde ein verzerrtes, in der Figur punktiertes Bild des Trägers erhalten.

Das Verfahren kann ohne weiteres auch für statisch unbestimmte und mit überzähligen Stäben versehene Fachwerke angewendet werden. Man bestimmt nach den in § 11 u. s. w. entwickelten Regeln für die gegebene Belastung die thatsächlichen Spannungen aller Stäbe, läßt jedoch bei Konstruktion des Geschwindigkeitsplanes die überzähligen Stäbe weg. In den zu lösenden Gleichungen liegt schon die Erfüllung der Bedingung, daß die überzähligen Stäbe die ihrer Spannung entsprechende Formänderung erfahren.

Die Durchbiegungen, welche durch Wärmewirkungen hervorgerufen werden, haben wir schon in § 47 kennen gelernt.

Eine wichtige Rolle spielen für manche Untersuchungen die mittleren Durchbiegungen, d. i. das arithmetische Mittel sämtlicher Ordinaten der elastischen Linie. Ebenso lassen sich interessante Formeln, welche den Zusammenhang zwischen Volumen und Durchbiegung ergeben, ableiten. Mit Rücksicht auf den vorwiegend praktischen Zweck dieses Werkes unterlassen wir es jedoch, hierauf näher einzugehen.

Litteratur, das IX. Kapitel betreffend.

- Rebhann. Theorie der Holz- und Eisenkonstruktionen. Wien 1856.
 Scheffler. Theorie der Gewölbe, Futtermanern und eisernen Brücken. Braunschweig 1857.
 Molinos et Pronnier. Traité théorique et pratique de la construction des ponts métalliques. Paris 1857.
 Bresse. Cours de mécanique appliqué professé à l'école impériale des ponts et chaussées. Seconde partie. Paris 1862.
 Winkler. Die Lehre von der Elasticität und Festigkeit. Prag 1867.
 Collignon. Cours de mécanique appliqué aux constructions. Paris 1869.
 Bauschinger. Elemente der graphischen Statik. München 1871, 2. Aufl. 1880.
 Ott. Vorträge über Baumechanik. Prag 1872.
 Weyrauch. Allgemeine Theorie der kontinuierlichen und einfachen Träger. Leipzig 1873.
 Levy. La statique graphique et ses applications aux constructions. Paris 1874.
 Tetmajer. Die äußeren und inneren Kräfte an statisch bestimmten Brücken- und Dachstuhlkonstruktionen. Zürich 1875.
 Laissle und Schübler. Der Bau der Brückenträger mit besonderer Rücksicht auf Eisenkonstruktionen. Stuttgart 1857. 4. Aufl. 1876.
 Ritter. Lehrbuch der Ingenieur-Mechanik. Hannover 1876.
 Culmann. Die graphische Statik. Zürich 1866. 2. Aufl. 1877.
 Grashof. Theorie der Elasticität und Festigkeit. 1866. 2. Aufl. 1878.
 Winkler. Vorträge über Brückenbau. Theorie der gegliederten Balkenträger. 2. Aufl. Wien 1881.
 Stelzel. Grundzüge der graphischen Statik und deren Anwendung auf den kontinuierlichen Träger. Graz 1882.
 Ritter, W. Die elastische Linie und ihre Anwendung auf den kontinuierlichen Balken. 2. Aufl. Zürich 1883.
 Böhlke. Statische Berechnung der Balkenbrücken einer Öffnung mit durchbrochenen Wandungen. Leipzig 1884.
 Weyrauch. Theorie elastischer Körper. Leipzig 1884.
 Weyrauch. Aufgaben zur Theorie elastischer Körper. Leipzig 1885.
 Résal. Ponts métalliques. Paris 1885.
 Nehls. Der einfache Balken auf zwei Endstützen unter ruhender und bewegter Last. Hamburg 1885.
 Müller-Breslau. Die neueren Methoden der Festigkeitslehre u. s. w. Leipzig 1886.
 Winkler. Vorträge über Brückenbau: Äußere Kräfte der Balkenträger. 3. Aufl. Wien 1886.
 Castigliano. Théorie de l'équilibre des systèmes élastiques et ses applications. Turin 1879. Deutsch von Hauff. Wien 1886.
 Müller-Breslau. Elemente der graphischen Statik der Baukonstruktionen. 1879. 2. Aufl. Leipzig 1887.
 Weyrauch. Theorie der statisch bestimmten Träger. Leipzig 1887.
 Weyrauch. Beispiele und Aufgaben zur Berechnung der statisch bestimmten Träger. Leipzig 1888.

X. Kapitel.

Konstruktion der eisernen Balkenbrücken.

Bearbeitet von

Fr. Steiner,

Diplom. Ingenieur, Professor an der deutschen technischen Hochschule zu Prag.

(Hierzu Tafel VIII bis XXI und viele Holzschnitte.)

§ 1. Geschichtliche Entwicklung der eisernen Balkenbrücken.

1. Entwicklung der Brücken mit vollwandigen Trägern. Die erste Verwendung des Eisens zu Werken des Ingenieurwesens, insbesondere zu Balkenträgern, findet sich bei der Eisenbahnschiene; die Entwicklungsgeschichte der letzteren hat sich ähnlich gestaltet, wie diejenige der eisernen Balkenbrücken, vergl. Kap. I, S. 9. Bis 1800 war das Eisen zur Gleisbildung nur als Belag hölzerner Langschwellen, welche als Träger wirkten, zur Benutzung gelangt. Um das genannte Jahr bahnte Outram einen Fortschritt an, indem er steinerne Blöcke als Unterlagen in Anwendung brachte, wodurch die Schienen innerhalb fester Stützen zu freischwebenden wurden.¹⁾ Derartige Anordnungen fanden namentlich in Wales immer mehr und mehr Verbreitung. Mit der weiteren Entwicklung der Roheisenproduktion und der wachsenden Ausdehnung der Bahnen kam auch die Anwendung gusseiserner vollwandiger Balken zur Überbrückung der Durchlässe in Aufschwung. Durch Beispiel anregend wirkten in England zunächst die Blackwall-Bahn, bei welcher man Balken bis zu 14 m Länge benutzte. Noch längere Träger von 18 bis 20 m setzte man, wie dies bei der York- und Midland-Counties-Bahn und auf der North-Eastern-Bahn geschah, aus mehreren Teilen zusammen und unterstützte sie an den Stößen durch Hängewerke. Ähnliches geschah in Belgien bei der von Marcellis und Duval projektierten Konstruktion der 18,4 m weiten Schelde-Brücke zu Gent (1840). In Deutschland war es die badische Rheinthal-Bahn, welche bei den Brücken zu Malsch, Ettlingen, Oos und vielen anderen T- und \sqcup -förmige Gufseisenträger in Ausführung brachte. An später erbauten deutschen Bahnen wurden auch I-förmige Parallelbalken zur Überbrückung verwendet, so bei Okarben u. s. w. Gleichzeitig verlief man wohl auch die parallele Begrenzung der Träger und brachte Formen in Anwendung, welche bei gerader oberer und konkaver unterer Begrenzung Bogenbrücken glichen, ohne es zu sein, da sie im wesentlichen vertikale Drücke auf die Stützen übertrugen. Voll-

¹⁾ Nach anderen Angaben (s. u. a. Perdonnet. *Traité élémentaire des chemins de fer*) sind die ersten gusseisernen Stabschienen bereits im Jahre 1789 hergestellt.

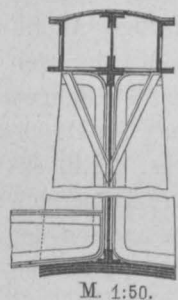
kommener waren jene Balkenträger, welche ähnlich den gußeisernen Schienen unten mit konvex bogenförmiger Begrenzung hergestellt wurden und sich hierdurch Trägern gleichen Widerstandes näherten.

Die schon frühzeitig anerkannten Vorzüge des geschmiedeten Eisens dem gegossenen gegenüber, seine höhere Festigkeit auf Zug, seine Dehnbarkeit, größere Widerstandsfähigkeit gegen Stöße, das günstigere Verhalten bei Frost kamen, obwohl frühzeitig erkannt, erst mit der Vervollkommenung des Walzens im dritten Jahrzehnt unseres Jahrhunderts zu voller Geltung. Bis zu dieser Zeit und noch später suchte man der geringen Festigkeit des Gußeisens auf Zug durch Armierung der gußeisernen Balken mit schmiedeisernen Bestandteilen, namentlich durch Zugbänder, zu Hilfe zu kommen. Derlei gemischteiserne Konstruktionen finden sich auf der York- und Midland-Counties-Bahn, auf der North-Eastern-Bahn in Spannweiten von 18 bis 19,8 m u. s. f.

Berkinshaw hatte 1820 das Walzen für die Herstellung der freitragenden Schmiedeisenbahn in Anwendung gebracht. Bald breiteten sich die auch auf diesem Wege gebildeten Bauträger mehr aus; I- und andere Formen wurden für Überbrückungszwecke bei kleinen Spannweiten benutzt. Die aus dem Walzprozesse hervorgegangenen Winkel- und flachen Bleche gestatteten aber, auch größere freie Weiten zu bewältigen.

Schon 1820 hatte Aron Manby in dem Eisenwerke Tipton bei Birmingham die Anregung hierzu durch die Konstruktion eines Schiffsdeckes gegeben, welches er statt der Lagerbalken mit I-förmigen Trägern unterstützte, die aus durch Nietung verbundenen Winkelblechen gebildet waren. Die neue Gestaltung fand i. J. 1832 durch die Anwendung solcher Formen beim Lagerhause zu Portsmouth, woselbst die Blechträger bereits eine Länge von 12,5 m aufwiesen, wesentliche Förderung. Zu ausgedehnter Anwendung führte der Eisenbahnbau, indem diese Träger infolge ihrer beliebigen Länge und der

Fig. 1. Brücke der Midland-Bahn über die alte Trent-Strasse.



Möglichkeit der Durchführung einer Querschnittsveränderung die früher erwähnten Balken bedeutend überboten. In Deutschland trat eine Verwendung der Blechträger schon beim Bau der Murg-Brücke bei Rastatt ein, außerdem wurden dieselben besonders bei den hannover'schen Bahnen eingeführt, woselbst bereits 1853 bezügliche Normalien zur Geltung kamen. Auch die rheinische Eisenbahn, die hessische Ludwigsbahn, sowie die französischen Behörden trugen wesentlich zur Ausbildung der heute üblichen Konstruktionsweisen bei. In welcher Weise man bei größeren Spannweiten Gürt- und Steifen anordnete, zeigt Fig. 1. Es stellte sich jedoch bald heraus, daß die Blechwände hoher Träger Verdrückungen ausgesetzt sind; man verfiel daher einerseits darauf, Wandversteifungen durch senkrechte Rippen anzuwenden, andererseits aber auf die Anordnung von zwei oder mehreren Wänden, welche mit ge-

meinsamen Ober- und Untergurten versehen, Kastenträger bildeten, deren Hohlraum zu weiteren Versteifungen ausgenutzt werden konnte.

Anfang der vierziger Jahre führte Stephenson solche Kastenträger mehrfach aus und wendete für die Bildung der Obergurte Gußeisen an. Als Beispiele dieser Konstruktion dienen: die Brücke zu Camden der North-Western-Eisenbahn (18 m Spannweite, 2,7 m Höhe der Wände, gußeiserne Obergurte von I-I-Form); die Eisenbahnbrücke zu Gateshead bei New-Castle a. T. (27,0 m Spannweite, 2,7 m Wandhöhe, H-förmiger Gußeisen-Obergurt, —-Platte als Untergurte, die zwischen den Wänden hindurchgehenden langen Schrauben tragen die Querträger); die Eisenbahnbrücke über die Althorpe-Straße, welche bei 18 m Spannweite und 1,95 m Wandhöhe, 0,75 m Breite

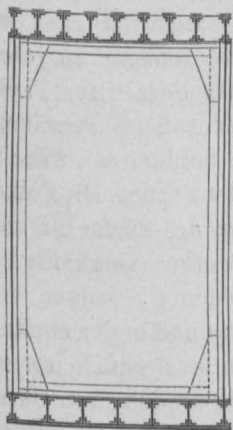
—förmige gußeiserne Obergurte besaß und zwischen den schmiedeisernen Blechwänden gußeiserne, durchbrochene gerippte Platten, an denen mittels verkeilter eiserner Stangen die Querträger hingen.

Ein weiteres hervorragendes Beispiel dieser Art bildet die Court-Street-Brücke der Linie Rugby-Leamington. In neuerer Zeit gelangt die Kastenform mit Verwendung gemischten Materials nicht mehr zur Anwendung. In Schmiedeisen konstruiert kommen kleine Kastenträger im Bauwesen nur noch in solchen Fällen vor, wo die zur Verfügung stehende Höhe im Vergleich zur verlangten Tragkraft eine sehr geringe ist und daher in den Gurten soviel Material angehäuft werden muß, daß dasselbe mit einer Blechwand nicht passend in Verbindung gebracht werden kann. Als hierher gehörige Brücke größerer Spannweite aus neuerer Zeit soll die Knippel-Brücke im Christianshafen zu Kopenhagen und die Brücke über den Irewell in Salford (1880) genannt werden.

Das Prinzip der Kastenträger, Versteifungen und Gurte zwischen vollen Wandungen einzuschließen, führte in weiterer Ausbildung bei größeren Spannweiten zur Tunnel-Brücke, bei welcher die Fahrbahn und der auf ihr dahineilende Zug vom Träger tunnelartig umschlossen werden. Die Erbauung der ersten Brücken dieser Art, welche eines der bedeutsamsten Ereignisse in der Geschichte des Baues eiserner Brücken ist, fordert eine etwas eingehendere Besprechung.

Die Herstellung einer Bahn zur Verbindung der Insel Anglesea mit Wales war beschlossen, aber die Benutzung der bestehenden Kettenbrücke für den Bahnverkehr nicht zugestanden, ebenso R. Stephenson's Projekt einer gußeisernen Bogenbrücke wegen der hierdurch bedingten Schmälerung der Durchfahrtsöffnungen vom Parlamente zurückgewiesen worden; da untersuchte der Genannte zunächst, ob es zulässig sei, die Tragwände einer Kettenbrücke durch volle eiserne Wände mit oberen und unteren Gurten aus Plattenwerk von entsprechender Stärke so zu versteifen, daß die für den Eisenbahnbetrieb hinderlichen Schwankungen einer Kettenbrücke vermieden würden. Um die Wirkung des Anpralls starker Stürme zu mäßigen, projektierte Stephenson später Röhren kreisförmigen und elliptischen Querschnittes, welche sich jedoch bei den

Fig. 2.



M. 1:150.

von Professor Hodgkinson aus London und dem Maschinenfabrikanten W. Fairbairn angestellten Versuchen als unzweckmäßig erwiesen. Diese im April 1847 beendeten Versuche, welche einen Aufwand von 130000 M. erforderten, wurden für die Erkenntnis der Natur des Materials und den Bau der schmiedeisernen Brücken überhaupt und der kastenförmigen Träger insbesondere von hoher Bedeutung. Sie erwiesen, daß der hohle Balken in sich Tragfähigkeit genug besitze und der Ketten zu seiner Unterstützung nicht bedürfe, sie führten zur Herstellung großer rechteckiger, ganz aus Schmiedeisen gebildeter Röhren, deren oberer und unterer Boden doppelt ist und aus Zellen besteht, während die sie verbindenden Blechwände durch Winkel-eisen verstärkt sind; sie ergaben die nahezu gleiche Widerstandsfähigkeit des Walzeisens gegen Zug und Druck und zeigten, daß zur Erhöhung der Sicherheit gegen Einknicken besondere Ver-

steifungen des Obergurtes nötig seien. Fig. 2 versinnlicht den auf Grund jener Untersuchungen gewählten Querschnitt der Britannia-Brücke; eine Ansicht derselben bringt T. XXVII der ersten Abteilung, F. 2.

Drei große Bauwerke dieser Art wurden in rascher Folge geschaffen. Wir lassen die Hauptdaten dieser für ihre Zeit großartigen Schöpfungen folgen:

	Conway-Brücke.	Britannia-Brücke.	Victoria-Brücke.
Übersetztes Gewässer und Ort	{ Bucht bei Conway.	Menai-Straße bei Bangor.	Lorenzo-Strom bei Montreal.
Land	England.	England.	Kanada.
Gesamtlänge der Eisenkonstruktion	129,24 m	464,40 m	2790 m
Anzahl der Öffnungen	1	4	25
Anzahl der Gleise	2	2	1
Anzahl der Röhren	2	2	1
Maximalspannweite	121,92 m	140,21 m	100,6 m
Trägerhöhe am Ende	6,85 m	7,01 m	5,79 m
Trägerhöhe in der Mitte	7,77 m	9,14 m	6,86 m
Breite der Röhre	4,47 m	4,47 m	4,88 m
Gesamtgewicht	2938 t	10740 t	9044 t
Gewicht f. d. lfd. m eines Gleises in der größten Spannweite	12,05 t	12,21 t	6,00 t
Baubeginn	1846	1846	1854
Bauvollendung	1848	1850	1859

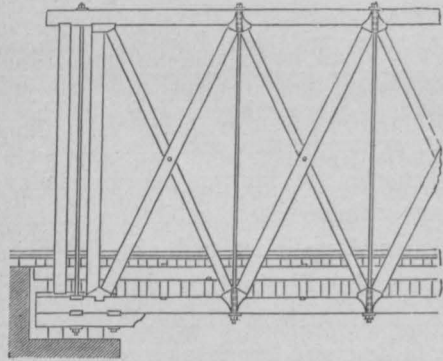
Als ähnliche Konstruktionen in kleinerem Maßstabe sind die Brücken über den Aire-Fluß bei Brotherton, die Torksey-Brücke über den Trent u. a. zu nennen.

Es ist bekannt, daß derartige Träger von den Fachwerkträgern verdrängt sind und daß vollwandige Träger nur noch bei kleinen Spannweiten verwendet werden.

In Anschluß an obiges ist zu erwähnen, daß man früher bei geringen Spannweiten auch sogenannte Schienenträger verwendet hat. Dieselben sind aus breitbasigen Schienen hergestellt und zwar entweder so, daß man zwei Schienen an den Füßen vernietete, oder derart, daß man zwei Schienen mittels einer vollen Blechwand oder durch Zwischenstücke zu einem Fischbauchträger verband. Man hat diese Konstruktion namentlich deshalb verlassen, weil eine Abnutzung des oberen Kopfes die Auswechselung des ganzen Trägers mit sich bringt.

2. Geschichtliche Entwicklung der Brücken mit Fachwerks- und Gitterträgern. Es sei zunächst an die Entwicklung der amerikanischen Fachwerke erinnert. Wie in Kap. I, S. 10 erörtert ist, gelangten in Amerika vom Hängewerk ausgehend etwa im

Fig. 3.



Jahre 1830 Long und Howe zunächst zu jenen zweckmäßigen Konstruktionen hölzerner Fachwerke, bei welchen statt der anfangs gebräuchlichen gezogenen hölzernen Vertikalen schmiedeeiserne Zugstangen angewendet wurden. Die Folgezeit brachte eine Anwendung des Eisens an den Knotenpunkten dieser Fachwerke (vergl. Fig. 3 und T. XXI der ersten Abteilung), sodann die Herstellung eiserner Untergurte und in der zweiten Hälfte unseres Jahrhunderts das ganz eiserne, anfangs unter ausgiebiger Verwendung von Gußeisen hergestellte amerikanische Fachwerk. Über

die betreffenden in Holz und Eisen ausgeführten Brücken ist § 8 des IV. Kapitels zu vergleichen.

Zu den Konstruktionen von Long und Howe ist in Amerika anfangs der dreißiger Jahre der Town'sche Träger getreten. Er besteht aus zwei Lagen sich kreuzender höl-

zerner Füllungsstäbe, welche zum Teil auf Zug, zum Teil auf Druck beansprucht werden und von den hölzernen Gurten überplattet sind. In ansehnlichen Spannweiten ist er auf der New-York-Harlemer Eisenbahnlinie mit 33,53 m und auf der Südbahn in Virginien zu Richmond über den James-Fluss für 12 Öffnungen mit 45,72 m und 46,63 m Weite ausgeführt. Er ermunterte die europäischen Ingenieure zur Anwendung eiserner Gitter in einer Zeit, in welcher bereits Erfahrungen über den großen Materialverbrauch bei Kastenträgern mit vollen Blechwänden und über die hohen Kosten solcher Konstruktionen vorlagen, während man in Amerika Verständnis genug hatte, von der Herstellung eiserner engmaschiger Gitterwerke abzusehen.

Die ersten kleinen eisernen Gitterbrücken wurden schon zu Beginn der vierziger Jahre errichtet, bis 1845 die Royal-Canal-Brücke im Zuge der Dublin-Drogheda-Eisenbahn von 42,67 m Spannweite, zwei Gleisen und drei Trägern von 5,34 m Höhe als erstes größeres Bauwerk dieser Art in England erscheint. Allerdings waren die Wände schwach und ohne Versteifung gegen seitliche Ausbiegung konstruiert. Fast gleichzeitig trat in Deutschland Henz mit kleinen Versuchen, den sogenannten eisernen Flechtwerken, auf. Eine dieser Flechtwerksbrücken, die Neifse-Brücke bei Guben (10 m Spannweite), welche am 1. September 1846 befahren wurde, ist dadurch interessant, daß sie in ihren Gurtungen alte Schienen enthielt. Ihnen folgten die mittels Gesetz vom 7. Dezember 1849 beschlossenen, 1850 begonnenen großen Gitterbrücken von Dirschau und Marienburg, erstere sechs Öffnungen à 121 m, letztere zwei Öffnungen à 97,9 m Spannweite aufweisend, vergl. T. XXVI der ersten Abteilung, F. 6. Die Anordnung kontinuierlicher Träger über zwei Öffnungen, die große Höhe der Tragwände (Dirschau 11,83 m, Marienburg 6,43 m), die Versteifung des Gitters durch Vertikalen mit Dichterstellung derselben an den Enden, die zellenförmige Anordnung der Gurte, die Anordnung der Querträger sind die wesentlichsten, konstruktiven Merkmale dieser Bauwerke, welche auch zu eingehenden theoretischen Betrachtungen Veranlassung gaben. Bedeutsame Förderung erfuhr die Theorie der Gitterträger durch den Bericht K. Culmanns (1851) über die amerikanischen Brücken und namentlich durch die Arbeiten J. W. Schwedlers.


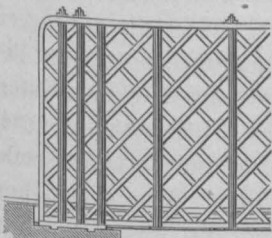
Hinsichtlich der Einzelheiten ist zu bemerken, daß man anfangs in den Obergurten gußeiserne Platten anwendete (Altstaden) und darauf zum Gebrauche des Schmiedeeisens für beide Gurte überging; es folgte die zellenförmige, dem Widerstande gegen Ausknicken entsprechende Form (Dirschau), der kreuzförmige Gurt (Kinzig-Brücke), der TT-förmige bei der Kölner Rhein-Brücke, der T-förmige bei der Donau-Brücke zu Stadlau. Die Gitterstäbe, ursprünglich gleichstark und dicht nebeneinander angeordnet (Royal-Canal-Brücke, Kinzig-Brücke), erhielten bald verschiedene Dimensionen, der Beanspruchung entsprechend (Dirschau, Marienburg, Köln, Kehl u. s. w.), zur Versteifung wurden ursprünglich Vertikalen, entsprechend den Steifen der Brücken mit vollen Wandungen, angeordnet (Brücken bei Dirschau, Marienburg, Köln, Kehl, Brücke über den Fortore in Italien, s. Fig. 4), bis die klarere Erkenntnis der Inanspruchnahme dahin führte, den auf Druck beanspruchten Stäben der Gitterwand gegen Knickung widerstandsfähige Querschnitte zu geben, wie dies zunächst beim Saane-Viadukt und der Blackfriars-Brücke geschah, wobei man im Interesse gleichförmiger Herstellung und um den Wechsel der Stabanordnung in der Mitte zu vermeiden, wohl die für die Druckstäbe gewählte Form auch für die Zugstäbe beibehielt; so bei der Gran- und Eipel-Brücke die -Form. Indem

Fig. 4.



M. 1:190.

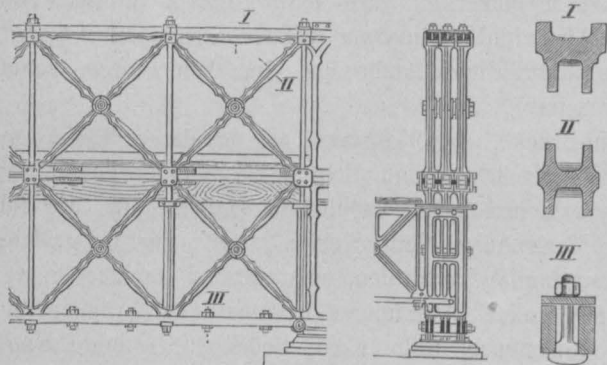
man jedem Stabe eine bestimmte Thätigkeit zuwies, entfernte man sich immer mehr von der älteren Auffassung, wonach die Verbindung zwischen Ober- und Untergurt als durchbrochene, entsprechend versteifte Wand angesehen war; man kam auch in Europa zur Bildung des Fachwerkes, in welchem sowohl die Zugspannungen wie die Druckspannungen, welche unter einer bestimmten Belastung entstehen, eigens hierfür befähigten Konstruktionsteilen zugewiesen erscheinen. Als historisch interessantes Bauwerk dieser Art ist die Brücke bei Drogheda (1855) zu nennen, bei welcher die Druckstäbe schon sehr schön ausgebildet erscheinen. Ein wesentlicher Schritt zur weiteren Ausbildung dieser Konstruktionsweise muß in der Vergrößerung der Maschenweite gefunden werden, wodurch gegenüber den oben genannten engmaschigen Gitterbrücken eine bedeutende Materialersparnis erzielt wurde, weil diese Anordnung die Unsicherheit bei der Berechnung aufhebt, welche in dem Wesen eines steif vernieteten Engmaschensystems liegt.

Im Jahre 1854 finden wir in Bayern das sogenannte System Mohnié sich einbürgernd, welches durch Bildung der Füllungsglieder aus gedrückten Vertikalen und gezogenen Diagonalen sich von den neueren Doppelfachwerken nur durch die beabsichtigte kräftige Vernietung der Stabüberkreuzungen unterscheidet (Rhein-Brücke bei Griethausen, von Hartwich erbaut, 100 m Lichtweite, 1863–64). Die Bahnbauten über die Donau bei Ingolstadt (1869) und über die Isar bei München brachten Verbesserungen dieses Systems.

Während so in Europa die gegliederte, engmaschige Wand in das Fachwerk überging, lieferten, wie oben angedeutet ist, die anfangs als Nachbildungen der Holzkonstruktionen von Long und Howe erscheinenden amerikanischen Brücken dasselbe Endergebnis. Als bloßen Nachbildner des Systems Howe treffen wir zuerst Jones. Die Obergurte bestehen aus Gufseisen, die Untergurte aus Schmiedeisen, die Hängestangen aus Rundeisen; die aus Schmied- oder Gufseisen hergestellten Streben sind als Hauptstreben doppelt, als Nebenstreben einfach angeordnet. Als analoge Anordnung

Fig. 5.

Brücke über die Isar bei Rakaus. M. 1:60.



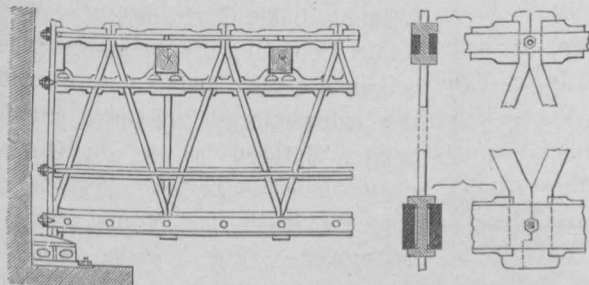
tritt uns und zwar nur in Österreich das System Schiffkorn (Fig. 5) entgegen, in welchem ebenfalls gusseiserne Streben durch Vertikalen aus Rundeisen an die gemischteisernen Gurte gepreßt wurden. Der Einsturz der Pruth-Brücke bei Czernowitz (1868) lenkte die Aufmerksamkeit auf die Systeme dieser Art, ähnliche Erfahrungen, die man in Amerika bei dergleichen Brücken gemacht und welche durch den Einsturz der Ashtabula-Brücke (1876), deren Konstruktion dem System

Jones ähnlich war, vermehrt wurden, ließen die Benutzung des Gufseisens im Fachwerks-Brückenbau und das Prinzip der Systeme mit künstlicher Anspannung immer mehr zurücktreten, wenngleich nicht nur schlechtes Material, sondern auch Mangelhaftigkeit der Detaildurchführung als Ursachen der genannten Ereignisse bezeichnet werden müssen. Es sei an dieser Stelle noch das System Rider erwähnt, bei welchem durch Anziehen der schmiedeisernen Diagonalen die gusseisernen Vertikalen auf Druck beansprucht werden, wodurch dem Howe'schen Träger gegenüber eine umgekehrte Inanspruchnahme

entsteht. Auch die Abarten dieses Systems, durch Whipple, Post u. a. geschaffen, vermochten sich nicht dauernd zu erhalten.

Eine ganz andere, für seine Zeit originelle Richtung schlug Neville mit seinen Brücken ein, welche 1846 in Belgien eingeführt wurden, indem er gleichschenklige,

Fig. 6.



M. 1:60. Einzelheiten 1:18.

schmiedeiserne Dreiecke zur Anwendung brachte; zu den Gurten verwendete er Gufseisen, durch schmiedeiserne Einlagen verstärkt, s. Fig. 6. Es tritt uns hier bereits das einmaschige, statisch bestimmte Netzwerk entgegen, doch war die Verbindung an den Knotenpunkten eine mangelhafte, sodaß Culmann i. J. 1852 mit Recht eine abfällige Kritik des Systems geben konnte,

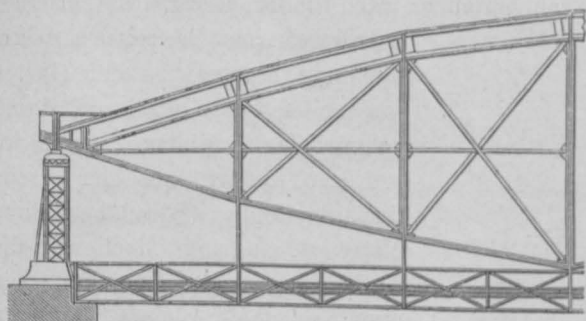
das trotz seiner Fehler sich rasch in Frankreich, Italien, England, namentlich aber in Österreich Bahn gebrochen hatte. Dem Kapitän Warren blieb es i. J. 1849 vorbehalten, das System des gleichschenkligen Dreieckes durch die Anordnung kontinuierlicher Obergurte, die Wahl passender Querschnittsformen für Zug- und Druckstäbe und durch eine zweckmäßisigere Knotenverbindung (Bolzen) zu verbessern. Während die hiernach i. J. 1851 erbaute Brücke über den Trent bei Newark der Great-Northern-Bahn (73,3 m Spannweite) die Druckstäbe noch in Gufseisen gebildet zeigt, kam für den 1853 begonnenen Bau des Crumlin-Viaduktes (10 Öffnungen von je 45,72 m Stützweite) ausschließlich Schmiedeisen zur Verwendung.

Der Warren-Träger als einfaches Fachwerk mit gelenkförmiger Verbindung an den Knoten wurde insbesondere in Amerika heimisch und lieferte den Ausgangspunkt für die heute daselbst üblichen Anordnungen, welche sich durch große Trägerhöhen und Maschenweiten, sowie durch die Knotengelenke charakterisieren; während das Mutterland des Systems, England und mit ihm Frankreich, die gelenkige Verbindung aufgaben und im Interesse größerer Steifigkeit die an den Blech- und Tunnel-Brücken zu hoher Ausbildung gelangten genieteten Verbindungen an Stelle der einfachen Bolzen treten ließen.

Hand in Hand mit der Ausbildung des Fachwerkträgers mit parallelen Gurtungen geht die Verwendung gekrümmter Gurte. In Deutschland finden wir Laves (1834) mit seinen zuerst in Holz, später in Eisen konstruierten verstärkten Balken. In England wurde i. J. 1844 die Brücke über den Ouse (52 m Spannweite) erbaut; Brunel vollendete daselbst i. J. 1852 die Brücke über den Wye bei Chepstow (93 m Spannweite, Fischbauchträger, Fahrbahn unten) und die Saltash-Brücke über den Tamar (138,68 m Spannweite) unweit Plymouth. Diese für die Geschichte des Brückenbaues wichtige Konstruktion zeigt einen einzigen röhrenförmigen Obergurt von elliptischem Querschnitt und zwei Spannketten als Untergurt. Beide Gurte sind durch steife Vertikalen, an welchen die Bahn hängt und durch schlaaffe Diagonalen miteinander verbunden. Ihr Vorläufer war die ebenfalls von Brunel i. J. 1849 projektierte schiefe Brücke über die Themse bei Windsor (60,96 m Spannweite, gerader steifer Untergurt, gekrümmter Obergurt) u. a. Doch waren die Anordnungen dieser Art wohl stets mehr als Kombination von Bogen und Kette gedacht und trat die neuere Auffassung des Fachwerkes, welche in demselben eine Aneinanderreihung in sich widerstandsfähiger Einzelfache (Dreiecke) erblickt, wesent-

lich später und mit Durchbildung der Theorie auf. Diese Durchbildung ist insbesondere deutschen Ingenieuren zuzuschreiben; dieselbe führte zu mancherlei neuen Anordnungen.

Fig. 7.



M. 1:200.

So untersuchte Schwedler die Form des Obergurtes, für welche die Diagonalen stets gezogen werden, Pauli krümmte beide Gurte derart, daß bei totaler Belastung die Spannung in denselben konstant bleibt u. s. f. Eines der bedeutendsten Bauwerke mit derartigen Trägern ist die von Gerber ausgeführte Brücke der hessischen Ludwigs-Eisenbahn bei Mainz (105,2 m Spannweite); Fig. 7 giebt einen Teil der Ansicht derselben.

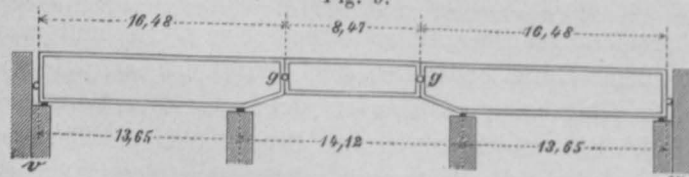
Die Fachwerkträger mit parallelen Gurten wurden teils als Einzelträger, teils als kontinuierliche Träger ausgeführt und es mag daran erinnert werden, daß die Anwendung der letzteren seltener geworden ist, namentlich seit in dem Träger mit schwebenden Stützen eine Anordnung getroffen wird, welche die Vorteile des kontinuierlichen Trägers besitzt, ohne mit den Nachteilen desselben behaftet zu sein. Vorläufer der bezeichneten Konstruktion findet man im Orient schon in früheren Jahrhunderten²⁾, auch

Fig. 8.



das i. J. 1864 veröffentlichte Projekt Rupperts (Fig. 8), bei welchem indessen die Pfeiler in nachteiliger Weise auf Biegung in Anspruch genommen sind, kann als ein Vorläufer derselben bezeichnet werden. In England hatten Clark, Fowler und Baker die fragliche Konstruktion wiederholt empfohlen, ohne zu Ausführungen zu gelangen; eine verständige Handhabung der Theorie und die Thätigkeit deutscher Ingenieure hat wesentlich dazu beigetragen, daß der Träger mit schwebenden Stützen sich Bahn gebrochen hat. Die Berechnung desselben wurde von A. Ritter in „Elementare Theorie und Berechnung eiserner Dach- und Brückenkonstruktionen“ bereits i. J. 1863 angebahnt. Ausführungen wurden zuerst durch Gerber bewerkstelligt und zwar anfangs für Straßenbrücken. Die Straßenbrücke über den Main bei Hafsfurth (1867) erhielt polygonale Gurte, diejenige über die Donau bei Vilshofen (s. T. XVIII, F. 1 bis 6) wurde i. J. 1873 hergestellt und erhielt Parallelträger. In demselben Jahre wurde von Reyman

Fig. 9.

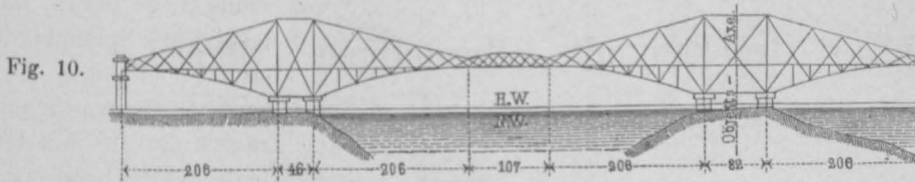


v Verankerungen, g Gelenke.

eine Brücke über die Luhe als erste Eisenbahnbrücke mit schwebenden Stützen erbaut (Fig. 9), welcher die Brücke über die Warthe bei Posen alsbald folgte, vgl. T. XVIII, F. 7. Englische Ingenieure

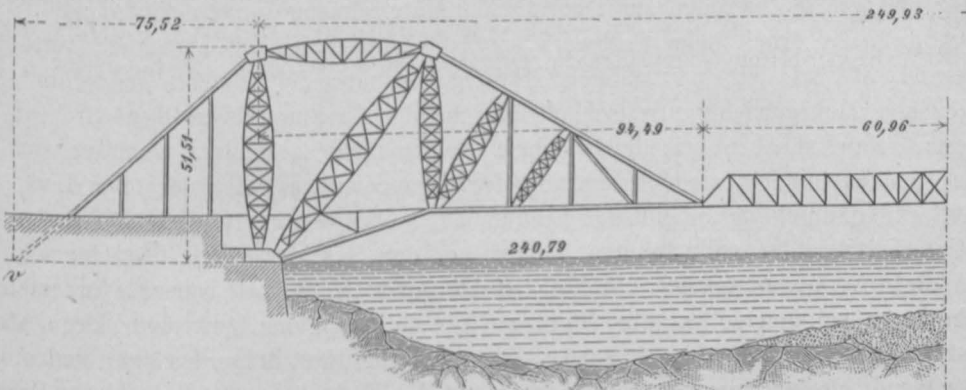
²⁾ Eine betreffende historische Abhandlung findet sich im Engng. 1881, II. und im Scientific American 1882, S. 5049.

fürten eine Straßenbrücke mit schwebenden Stützen in den Jahren 1867—1869 in Ostindien (Bombay) aus; das erste amerikanische derartige Bauwerk ist, soweit bekannt, der i. J. 1877 erbaute Kentucky-Viadukt, s. T. XVIII, F. 10. Seither sind bedeutende Ausführungen in größerer Zahl gefolgt³⁾, von welchen hier die im Jahre 1883 erbaute Brücke unterhalb des Niagara-Falls (T. XIX, F. 4—8) namhaft gemacht werden möge.



Unter den jetzt (i. J. 1889) neuesten Bauwerken sind zu nennen: die Brücke über den Firth of Forth (Fig. 10), welche weiter unten eingehender besprochen werden wird, die kürzlich vollendete Brücke über den Indus bei Sukkur (Fig. 11) und der Moldau-Viadukt bei Cereva der Linie Tabor-Mühlhausen-Pisek in Böhmen (drei Felder von je 84,4 m, Gelenke im Mittelfeld, schwebendes Feld 33,76 m), welcher seiner Vollendung entgegengeht.

Fig. 11.



Auf die Verwendung, welche Flusseisen und Stahl beim Bau eiserner Balkenbrücken gefunden haben, soll an dieser Stelle nicht von neuem eingegangen werden; es genügt ein Hinweis auf Kap. I, S. 19 sowie auf Kap. VII, S. 61.

Schließlich ist noch darauf aufmerksam zu machen, daß die Entwicklung des Baues der Eisenbrücken durch jene großen Bahnverwaltungen wesentlich gefördert worden ist, welche durch Bearbeitung sogenannter Normalien der Verbreitung guter Konstruktionen Vorschub geleistet haben. Von den betreffenden österreichischen Arbeiten seien hier genannt die von Pressel herausgegebenen Normalien der Südbahn, Hellwag und Gerlich's Normalien der Nordwestbahn und Hufs' Normalien der k. k. Staatsbahnen.

Bezüglich der die Geschichte der eisernen Balkenbrücken betreffenden Litteratur kann verwiesen werden auf die Verzeichnisse S. 109 der ersten und S. 159 der vorliegenden Abteilung, sowie auf diejenigen Mitteilungen, mit welchen die weiter unten gegebenen Litteraturverzeichnisse beginnen; diese älteren Abhandlungen haben jetzt vorzugsweise historisches Interesse.

³⁾ Vergl. Bonnin. Historique des ponts en encorbellement et principales conditions d'établissement des ponts de ce type pour chemins de fer. Revue générale des chemins de fer 1889, S. 332.

Erster Abschnitt.

Brücken mit vollwandigen Trägern.

(Unter Mitwirkung des Prof. L. v. Willmann in Darmstadt.)

§ 2. Allgemeines.

Während neuerdings die Träger für Brücken mit großen Spannweiten fast ausschließlich als Stabsysteme (Fachwerke) konstruiert werden, behaupten für kleine Stützweiten die Träger mit vollen Wandungen noch immer nahezu unbestritten das Feld. Der Grund ist, daß sich der Hauptvorteil der gegliederten Konstruktionen, nämlich der geringere Materialverbrauch, erst bei größerer Spannweite geltend macht; denn die einzelnen Stabkräfte werden bei kleinen Weiten so gering, daß ihnen die Ausführung nicht zu folgen vermag und große Zuschläge zur theoretischen Materialmenge unvermeidlich sind. Dazu kommt, daß die Arbeit beim Fachwerk, auf die Gewichtseinheit berechnet, wesentlich teurer ist, als bei den vollwandigen Trägern, demnach die letzteren immerhin schon ein gewisses Mehrgewicht aufweisen dürfen, ehe der Gesamtpreis größer wird, als bei ersterem. Nun ist aber bei gleich hohem Kostenpreise, besonders wenn es sich um kleine Brücken handelt, eine Vermehrung des Eigengewichtes, also der toten Last, kein Fehler, weil dadurch der ungünstige Einfluß der Stöße verringert wird. Ferner ist auch die Unterhaltung der vollwandigen Träger bei der Geschlossenheit des Querschnittes gegen die Angriffe des Rostes wesentlich leichter und billiger, als beim Fachwerk. Endlich hat man bei den vollwandigen Trägern für die Lage der Querträger, der Querversteifungen, der Schwellen, wenn solche direkt auf die Hauptträger gelegt werden, viel freiere Hand, als bei dem Fachwerk; besonders die Endanordnung der schiefen Brücken wird wesentlich erleichtert.

Die angegebenen Vorzüge sind so groß, daß man bei kleineren Brücken — bis zu etwa 15 m Stützweite — die vollwandigen Träger fast ausschließlich verwendet und voraussichtlich auch in Zukunft verwenden wird.

Die heutigen Tages verwendeten vollwandigen Träger sind:

- a. Walzträger, Walzbalken,
- b. Blechträger.

Je nachdem man Walz- oder Blechträger für die Brücke verwendet, hat man

- a. eine Walzbalkenbrücke oder
- b. eine Blechträgerbrücke, gewöhnlich kurz Blechbrücke genannt.

Eine besondere Brückenart kommt bei Eisenbahnen vor. Wenn für jede Schiene zwei Hauptträger, also für ein Gleis vier Hauptträger verwendet werden, so hat man

- c. eine Zwillingsträgerbrücke oder Kastenträgerbrücke.

Allgemein werden die Walzträger bei den kleinsten, die Blechträger dagegen bei den größeren Stützweiten verwendet. Die obere Grenze für die Verwendung der Walzträger hängt von der Art der überzuführenden Straße und von der Anordnung des Brückenquerschnittes ab; bei Vollbahnen wird sie tiefer liegen, als bei Nebenbahnen,

bei städtischen Straßenbrücken niedriger, als bei Feldwegen u. s. w. Bei Vollbahnen kann man mit Walzbalkenträgern etwa bis zu 5 m, bei Straßenbrücken je nach der Schwere der Verkehrslasten bis 8 oder 10 m gehen. Es ist jedoch zu beachten, daß die sehr hohen Walzbalkenprofile höhere Preise für die Gewichtseinheit bedingen, als die niedrigeren und daß es deshalb oft vorteilhafter ist, statt dieser sehr hohen Walzbalkenprofile Blechträger zu verwenden.

Was die Anordnung der Hauptträger betrifft, so gelten die im Kap. VII, § 17 näher besprochenen allgemeinen Grundsätze.

Werden bei Eisenbahnbrücken drei Träger für ein Gleis angewendet, was sich allerdings wenig empfiehlt, so legt man die Träger möglichst in solchen Abständen, daß bei gleich hoher Lage der Stützen auf jeden I-Träger der gleiche Druck bei belastetem Gleise entfällt.

Es seien (Fig. 12) ABD die unterstützenden I-Träger, C und E die Schienen, G der Raddruck, $\frac{2}{3}G$ die drei Stützenreaktionen. Betrachtet man die halbe elastische Linie AFB als Seilpolygon für die Momentenfläche ($Fl. AKB - Fl. CLB$) als Belastungsfläche und stellt die Gleichgewichts-Bedingung für A auf, so ist

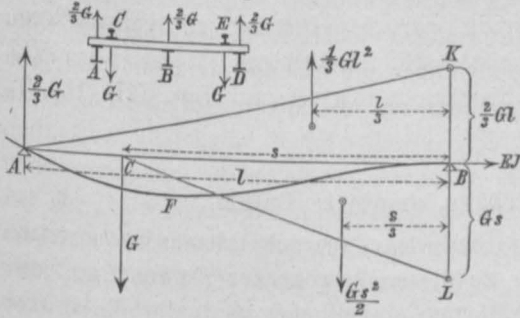
$$-\frac{1}{3}GI^2 \cdot \frac{2}{3}l + \frac{Gs^2}{2} \left(1 - \frac{s}{3}\right) + EJ \cdot 0 = 0.$$

Setzt man $\frac{l}{s} = x$, so wird hieraus

$$x^3 - 2,25x + 0,75 = 0,$$

welcher Gleichung $x = 1,293$ genügt; es ist daher die Entfernung der beiden äußeren Träger gleich 1,293 mal dem Abstand der Schienen zu wählen, wenn die Drücke auf die drei I-Träger einander gleich werden sollen. Bei normaler Spurweite wird dieser Abstand 1,94 m.

Fig. 12.



Die den Berechnungen zu Grunde zu legenden Annahmen für das Eigengewicht sind im Kap. VII, § 2 und Kap. VIII, S. 201 bis 203, diejenigen für die Verkehrslast im Kap. VII, § 3 ausführlich besprochen.

Bei Konstruktion aller kleinen Eisenbahnbrücken ist zu berücksichtigen, daß die Stöße beim schnellen Überfahren der Züge hier weit bedenklicheren Einfluß haben, als bei großen Brücken, weil das Verhältnis zwischen der stoßenden und gestoßenen Masse hier viel ungünstiger ist, als dort. Man muß deshalb dahin streben, die Stöße, ehe sie auf die Hauptträger kommen, möglichst abzuschwächen und die tote Masse des Bauwerks zu vergrößern. Am wenigsten gut sind deshalb diejenigen Konstruktionen, bei welchen die Schienen unmittelbar auf der Eisenkonstruktion befestigt sind, sei es auf den Hauptträgern oder den Querträgern oder den Längsträgern zweiter Ordnung. Besser ist die Anordnung von Holzquerschwellen zwischen Schiene und Tragkonstruktion, weil diese ein elastisches Zwischenstück bilden. Am besten ist es, die Bettung des Oberbaues auf der Brücke durchzuführen und so die Stöße auf ihr kleinstes Maß zu bringen. Dadurch wird auch der an vielen Stellen sehr wichtige Vorteil erreicht, daß das Befahren der Brücke weniger Geräusch macht und die Gefahr beim Entgleisen auf der Brücke verringert wird. Wenn die Stöße unvermittelt auf die Tragkonstruktion kommen, so sind die Stoßkoeffizienten (vergl. Kap. VII, S. 79, 81 und folgende) entsprechend höher bzw. die zulässige Inanspruchnahme entsprechend geringer anzunehmen.

Bei Entwürfen für Straßenbrücken kleinerer Spannweiten kann ferner die Frage auftauchen, ob man gleichförmig verteilte Menschenlast oder ein System von Einzellasten der Rechnung zu Grunde zu legen hat.

Bei Einteilung der Strafsen in drei Klassen I, II, III (s. Kap. VII, S. 22) und bei der Annahme, daß sich die Last auf nur zwei Hauptträger verteile, die in Entfernungen, welche den bezüglichlichen Wagenbreiten entsprechen, angeordnet sind, ergibt sich für die Berechnung die Annahme von Menschenlast ungünstiger, wenn die Spannweiten:

	$L > 19,68 \text{ m,}$	$L > 10,39 \text{ m,}$	$L > 3,84 \text{ m}$
bei Wagenbreiten	$b = 2,5,$	$b = 2,4,$	$b = 2,3$
für Strafsenklasse	I	II	III

Bei kleineren Entfernungen der Hauptträger, als rund 1,25 m bis 1,15 m, rückt die Grenze für die Notwendigkeit der Annahme von Radbelastungen für die Ermittlung der ungünstigsten Beanspruchung der Hauptträger immer weiter hinauf, endlich wird bei

Strafsenklasse	I	II	III
und	$b = 1,09,$	$b = 1,04,$	$b = 0,782$
	$L > \infty,$		

d. h. man hat, wenn Radlasten direkt auf die Hauptträger übertragen werden können, der Rechnung stets Radbelastungen zu Grunde zu legen.⁴⁾

In nachstehendem werden vorzugsweise die geraden Brücken mit vollwandigen Trägern zur Besprechung gelangen. Bezüglich der schiefen Brücken ist auf Kap. VII, § 22, S. 154, bezüglich der Anordnung der Brücken in Kurven auf Kap. VII, S. 131 und Kap. VIII, S. 163 zu verweisen.

§ 3. Walzbalken, Zwillingsträger, armierte Balken.⁵⁾

Walzbalken. Als besonders geeignet für Überbrückungen sehr kleiner Spannweiten erscheinen, abgesehen von den immer seltener zu diesem Zwecke zur Verwendung kommenden Schienen (vergl. S. 392), die seit Einführung einheitlicher Normalprofile in den verschiedensten Abmessungen von den Hüttenwerken zu beziehenden Walzbalken in Form von I- und C-Eisen (s. Tabellen VII u. VIII, Kap. VII, S. 97 u. 99), welchen ihrer einfacheren und billigeren Herstellung wegen ein gewisser Vorzug gegenüber den genieteten Blechträgern gebührt.

Bei Anordnung mehrerer Hauptträger nebeneinander, wie dies namentlich bei Strafsenbrücken vorkommt, hat man für die mittleren Träger in den meisten Fällen I-Träger zur Anwendung gebracht, während für die äußeren, weniger belasteten Träger zweckmäfsig die leichtere, gleich hohe C-Form gewählt wird, welche eine bequemere Befestigung des Endabschlusses bzw. des Geländers gestattet.

Die Berechnung der Walzbalken erfolgt am besten nach Gl. 42, S. 260, indem man aus dem Moment der äußeren Kräfte und der zulässigen Inanspruchnahme das Widerstandsmoment ermittelt und aus einem Musterbuche dasjenige Profil wählt, dessen Widerstandsmoment dem berechneten möglichst nahe kommt. Dabei sind die ungünstigsten Stellungen der belastenden Räder der Berechnung des Momentes zu Grunde zu legen, bei Strafsenbrücken mit einer Anzahl nebeneinander liegender Hauptträger ist also jeder Träger für volle Belastung durch eine Radreihe zu berechnen.

Zwillingsträger. Durch Kuppelung je zweier Walzbalken (T. III, F. 11 u. 12, Textfigur 13) oder je zweier, aus Stehblech und Winkleisen gebildeten Blechbalken

⁴⁾ Vergl. Leber. Österreichische Brückenverordnung, S. 90.

⁵⁾ Die armierten Balken sind eigentlich Träger mit durchbrochenen Wandungen, spielen aber als solche im Brückenbau eine untergeordnete Rolle; ihre Besprechung in diesem Abschnitte erscheint dadurch gerechtfertigt, daß sie heutzutage nur für kleine Spannweiten Anwendung finden.

(T. III, F. 14; T. VIII, F. 1 u. 10; T. IX, F. 13, 14, 15, 16 u. 17; Textfigur 14) zu einem Träger gelangt man zum sogen. Zwillingsträger, auch Kastenträger genannt, welcher für kleinere Eisenbahnbrücken von 6 bis 10 m Spannweite mit Vorteil verwendbar und je einen Schienenstrang aufzunehmen geeignet ist.

Fig. 13. Durchlaß der preussischen Ostbahn.

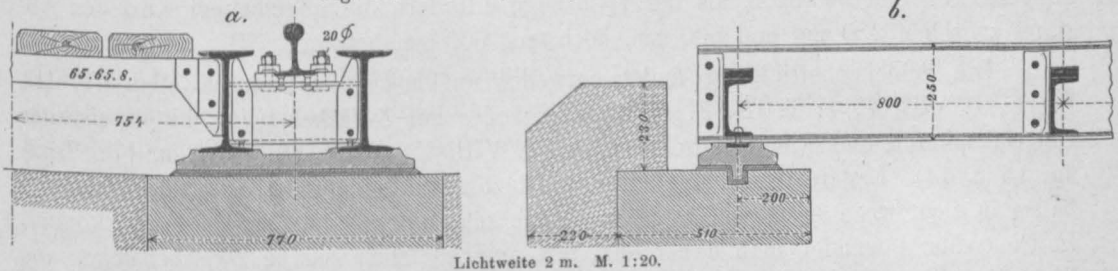
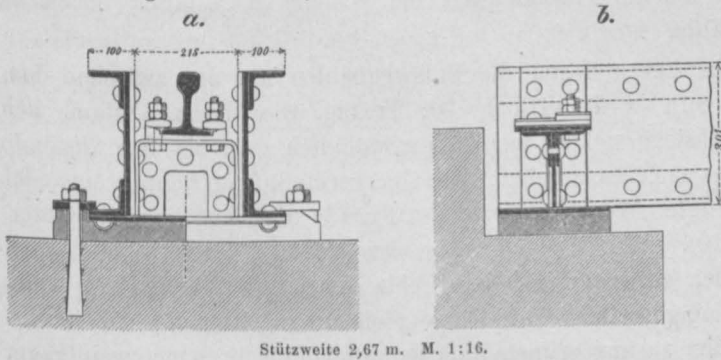


Fig. 14. Durchlaß der Bahn Osterrath-Essen.



Da bei dieser Anordnung in der Nähe der neutralen Achse doppelt so viel Querschnittsfläche liegt, als beim einfachen I-Träger, so wird der Materialaufwand bei Anwendung eines Zwillingsträgers größer als dort. Dieser bei kleinen Spannweiten ohnehin nicht ins Gewicht fallende Nachteil wird jedoch durch den

großen Vorteil sehr geringer Konstruktionshöhe der ganzen Brücke aufgehoben, indem die Schiene so zwischen die beiden gekuppelten Träger gelegt werden kann, daß die Schienenoberkante in gleiche Höhe mit der Oberkante der Träger, unter Umständen sogar noch tiefer als diese zu liegen kommt. Nach den i. J. 1882 in Betreff des Normalprofils des lichten Raumes getroffenen Bestimmungen ist es nämlich zulässig, Schienenoberkante bis 50 mm tiefer als Trägeroberkante zu legen; wenn dies geschieht, müssen aber von Schienen-Innenkante nach außen hin in horizontaler Richtung mindestens 150 mm frei bleiben.

Als Trägeroberkante ist bei genieteten Trägern die wagrechte Linie anzunehmen, welche durch die obersten Punkte der Nietköpfe gelegt werden kann. Will man trotz geringer verfügbarer Konstruktionshöhe auf den Vorteil eines elastischen Materials zwischen Gleis und Hauptträgern nicht verzichten, so kann man auch die hölzernen Querschwellen auf Zwillingsträger legen; dabei wird aber mehr Konstruktionshöhe gebraucht, als bei den üblichen Anordnungen.

Die Höhenlage der Schienenoberkante gegen Trägeroberkante, sowie der Umstand, ob die Brücke in gerader oder krummer Linie liegt, ist auch für die Bestimmung des Abstandes der gekuppelten Träger maßgebend. Für gerade Bahn ist die Anordnung derart zu treffen, daß eine Spalte von mindestens 67 mm Breite und 38 mm Tiefe für den Durchgang der Radflanschen frei bleibt. Dabei muß die Schiene in die Mitte zwischen beide Träger gelegt werden, damit die Lastverteilung auf beide Träger eine gleiche wird. Bei in Kurven liegenden Brücken kommt die Spur-Er-

weiterung in Betracht und es sind die angegebenen Maße entsprechend größer zu wählen.⁶⁾

Wie die Beispiele auf T. III, VIII, IX und S. 401 zeigen, kann der Querschnitt der Zwillingsträger II- oder][-förmig sein. Auch hiervon ist der Abstand der Träger voneinander abhängig, da die nach innen springenden Schenkel für den II-Träger einen größeren Abstand bedingen, als der][-förmige erfordert. Im allgemeinen wird der Abstand zwischen 250 mm und 500 mm, höchstens 600 mm betragen.

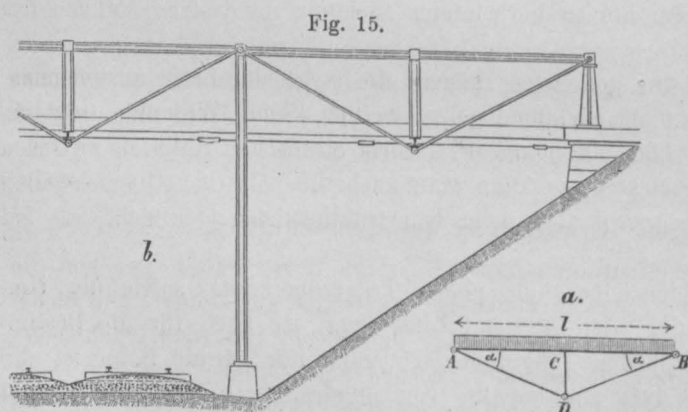
Die Schienenbefestigung findet entweder auf hölzernen Langschwelen (T. III, F. 11; T. VIII, F. 1; T. IX, F. 14, 15 u. 16) oder auf Zwischenstegen mittels eiserner Unterlagsplatten und Klemmplättchen statt (T. VIII, F. 10; T. IX, F. 13 u. 17; Textfig. 13 u. 14). Erstere Anordnung birgt alle bekannten Mängel des Langschwelenoberbaues in sich, wozu in diesem Falle noch eine sehr mangelhafte Entwässerung kommt. In Deutschland wendet man daher jetzt fast ausschließlich eiserne Zwischenstege, aus Blechwand und Winkeleisen bestehend, an, die in so großen gleichen Abständen voneinander angeordnet werden, als die Tragfähigkeit der Schiene es gestattet, höchstens etwa 0,90 m von Mitte zu Mitte.

Zwischen den Zwillingsträgern liegen die Fußwegbohlen auf den zwischen denselben angebrachten Querträgern (s. T. VIII, F. 10; Textfig. 13), deren Abstand sich nach demjenigen der Zwischenstege richtet, nur daß gewöhnlich zwei bis drei Abstände der letzteren den Abstand der ersteren ergeben. Die Querverbindungen können entweder aus an Laschenblechen befestigten Winkeleisen (s. Textfig. 13) oder aus leichtem Gitterwerk bestehen (T. VIII, F. 10).

Die Windstreben werden entweder in jedem Felde gekreuzt (T. VIII, F. 11) oder als ein von Auflager zu Auflager fortlaufender Diagonalenzug angebracht.

Die Lagerplatten werden so angeordnet, daß jeder Zwillings für seine zwei Träger ein gemeinsames Lager erhält (T. VIII, F. 10; T. XXI, F. 2). Weniger zu empfehlen ist die Anordnung der F. 13, T. IX, bei welcher jeder Träger eine besondere Auflagerplatte erhielt.

Armierte Balken. Zur Bewältigung größerer Spannweiten, als sie der einfache Träger für eine gegebene Last zulassen würde, unterstützt man denselben mitunter durch ein einfaches Hängewerk. Zweckmäßig werden die Hängestangen AD und DB (Fig. 15a)



kettengliedartig konstruiert und an den Punkten A , D und B durch Bolzen verbunden. Diese Anordnung ist in Amerika vielfach üblich, wohäufig der armierte gewalzte Träger die Stelle des Blechbalkens vertritt. So wendet die Phoenixville Bridge-Co. bei Spannweiten bis zu 6 m den einfachen gewalzten I-Träger, über 6 bis 9 m meist den armierten Balken an. Als ver-

⁶⁾ Über die hinsichtlich der Spurerweiterung in neuerer Zeit getroffenen Bestimmungen vergleiche u. a. Sarrazin u. Oberbeck, Taschenbuch zum Abstecken von Kreisbögen, 4. Aufl. Berlin 1888, S. 20.

tikale Strebe dient eine Phönixsäule, die in ein Gufsstück greift, an welchem die Zugbänder mittels Bolzen befestigt sind. Fig. 15b zeigt die Hälfte einer Wegebrücke nach obigem Typus, welcher wohl auch unter dem Namen „King post“ bekannt ist. Für diese Konstruktion wird von seiten der Erbauer, Clarke, Reeves u. Co., der Vorteil geltend gemacht, daß die kleine Projektionsfläche die oft so wichtige freie Durchsicht weniger als andere Systeme hemme.

Eine wichtige Rolle spielen diese Hängewerke bei den amerikanischen Gerüstbrücken (*Trestle works*), welche sich durch die möglichste Nahestellung einzelner Joche charakterisieren, die an und für sich nicht steif genug sind, um als Pfeiler zu dienen, sondern untereinander verstrebt werden müssen und kurze Träger stützen, für welche bei Konstruktionen in Eisen fast ausschließlich 9,1 m (30' englisch) als Stützweite üblich ist.

Die Figuren 1 bis 7 auf Taf. XX zeigen ein Beispiel der Anordnung solcher von der Keystone, American & Louisville Bridge-Co. für die Cincinnati-Südbahn in einer Gesamtlänge von 4,7 km hergestellten Gerüstbrücken, unter denen sich mehrere von 46 m Höhe befinden.⁷⁾

Die einzelnen 9 m bzw. 9,15 m messenden Stützweiten sind mit Einzelträgern überbrückt, welche ebenso wie die unterstützenden Säulen aus je zwei C-Eisen von 178 mm Höhe zusammengesetzt sind, die an ihren Flanschen durch Gitterwerk aus Flacheisen verbunden sind. Die Armierung besteht aus den in gleicher Weise gebildeten, 3,05 m langen, in der Mitte der Einzelträger angeordneten Vertikalen und Zugbändern von 76 mm Breite, welche mittels Bolzen mit den Trägerenden verbunden sind. Auf genieteten und gegen Kippen gesicherten Querträgern (s. F. 5) ruhen die hölzernen, die eigentliche Fahrbahn aufnehmenden Längsträger auf, welche an den Trägerenden stumpf gestoßen sind und für deren Verbindungsschrauben die Bolzenlöcher erweitert sind, um den ungleichen Ausdehnungen von Holz und Eisen Rechnung zu tragen.

Im ersten Felde befindet sich der die hölzernen Langschwellen aufnehmende Querträger unter dem Hauptträger und ist seinerseits mit der Armierungsvertikalen verbunden (s. F. 6). Daraus ergibt sich auch die Anordnung bei B (s. F. 7). Daß das erste Feld hinsichtlich seiner Behandlung von den übrigen Feldern abweicht, dürfte sich daraus erklären, daß der 475 mm hohe eiserne Querträger, welcher oberhalb der eisernen Pfeiler angebracht ist und daselbst die hölzernen Längsträger unterstützt, auf den gemauerten Endpfeilern ganz überflüssig sein würde. Die Windstreben bestehen aus runden Zugstangen. Auf die Pfeiler kann hier nicht näher eingegangen werden; es ist vielmehr auf Kap. XV, S. 74 zu verweisen.

Das Eigengewicht für den Quadratmeter verbauter Fläche stellte sich auf $16 + \frac{1130}{h}$ kg, wobei h die mittlere Höhe des Bauwerks bezeichnet. Für eine mittlere Thalhöhe von $h = 30$ m ergibt dies z. B. 54 kg für den Quadratmeter verbauter Fläche.

Die in Anmerkung 7 angegebene Quelle enthält Angaben über die bei Berechnung der fraglichen Gerüstbrücken gemachten Annahmen für Verkehrslast, Winddruck u. s. w.

Die Berechnung der besprochenen armierten Träger muß mit Vorsicht geschehen, da das Auftreten der inneren Kräfte wesentlich von der Wahl des Verhältnisses zwischen dem Querschnitt der Träger und demjenigen der Zugstangen (Schliefen) abhängig ist. Beispiele solcher Berechnungen finden sich auf S. 305 bis 308.⁸⁾

§ 4. Blechträger. Ermittlung des Querschnittes.

Wenn die nötige Tragfähigkeit eine gewisse Grenze überschreitet, genügen die Walzbalken nicht mehr; alsdann werden zweckmäßig Blechträger angeordnet. Die Blechträger werden gebildet aus einem lotrechten Bleche, der Blechwand (dem Stehblech), welche oben und unten mit Winkeleisen versehen ist, und aus ein oder mehreren wagrechten Flacheisen, den sogen. Deckplatten, Kopfblech oder Lamellen, welche mit den

⁷⁾ Fr. Steiner. Brückenbauten in den Vereinigten Staaten von Nord-Amerika. Wien 1878.

⁸⁾ Über die weitere Bildung von Näherungsregeln für Balken dieser Art vergl. insbesondere: Fr. Steiner und R. Stern. Der verstärkte Balken. Techn. Blätter 1885, S. 157.

Winkleisen vernietet sind. Winkleisen und Deckplatten bilden zusammen die Gurte (Ober- und Untergurt).

Die Träger werden fast ausnahmslos als Parallelträger konstruiert; selten kommen Formen vor, bei denen Ober- oder Untergurt derart gekrümmt sind, daß in der Mitte die größte Trägerhöhe sich befindet. Obwohl durch eine solche Anordnung etwas an Material gespart wird, ist bei kleinen Spannweiten der zu erzielende Vorteil gering gegenüber dem höheren Arbeitsaufwand. In vereinzelt Fällen hat man den Blechträgern durch Krümmung des Untergurts das Aussehen von Bogenträgern gegeben, eine Anordnung, durch welche nicht allein der Arbeitsaufwand, sondern auch das Gewicht der Träger vergrößert wird; dieselbe hat namentlich dann Berechtigung, wenn auf das Äußere der Brücke besonderer Wert zu legen ist (Brücke über die Limmat zunächst des Züricher Sees). Man vergleiche hierzu § 11.

Die Trägerhöhe kann durch besondere Umstände — durch Wasserstände, die nötige Durchfahrthöhe, das Normalprofil des lichten Raumes u. s. w. — beschränkt sein. Wo dies nicht der Fall ist, wird man jene Höhe wählen, bei welcher der Materialaufwand für die Träger möglichst klein wird. Das günstigste Verhältnis $\frac{h}{l}$ beträgt bei 10 m Spannweite für eingleisige Eisenbahnbrücken etwa 0,13, für zweigleisige 0,17; für größere Spannweiten nimmt das Verhältnis etwas ab, sodaß sich für 30 m im ersten Falle etwa 0,10, im zweiten 0,13 ergibt. In Wirklichkeit findet man $\frac{h}{l} = \frac{1}{15}$ bis $\frac{1}{7}$, doch ist $\frac{1}{11}$ bis $\frac{1}{9}$ meist üblich. Man kann von der günstigsten Höhe ziemlich weit abweichen, ohne daß sich erhebliche Unterschiede ergeben. Bei Straßenbrücken kann man ähnliche Verhältnisse annehmen.

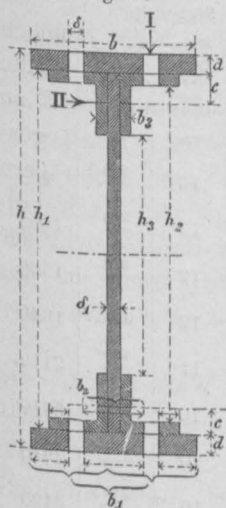
Die Stärke der Blechwand läßt sich unter Zugrundelegung der Festigkeitstheorie, mit Rücksicht auf die entstehenden Hauptspannungen, ermitteln, während der Widerstand gegen seitliches Einknicken, welcher nach Fairbairn's Versuchen besonders in Betracht kommt, sich fast vollständig der Rechnung entzieht. Für die Praxis genügt innerhalb der üblichen Spannweiten: $\delta_1 \text{ cm} = 0,8 + 0,015 l \text{ m}$, wobei l die Stützweite des Trägers in Metern, δ_1 die Blechstärke in Centimetern ist. Die Blechwand wird fast durchweg einfach gewählt; zuweilen hat man zwei Blechlagen mit abwechselnden Stößen angewendet, welche Anordnung jedoch größeren Materialaufwand erfordert und nicht üblich ist. Eine gewisse Berechtigung kann jedoch dieser Anordnung insofern nicht abgesprochen werden, als allfällige Fehler in der Herstellung eines Bleches durch das gleichzeitige Vorhandensein des zweiten ohne schädlichen Einfluß bleiben, ein Grund, welcher insbesondere auch bei Stehblechen der Fachwerksgurten zur Verwendung von Doppelblechen führte und durch die ermittelte Ursache des Einsturzes der Itter-Brücke einiges Gewicht erhalten hat.

Die Winkleisen sind in der Regel gleichschenkelig und einreihig, d. h. mit nur einer Nietreihe in jedem Schenkel anzuordnen. Ausnahmsweise hat man ungleichschenkelige und breite, zweireihige Winkleisen in Verwendung gebracht; als Breite der Winkleisenschenkel kann man etwa $b' = 6 + 0,2 l \text{ cm}$ annehmen, wenn l die Stützweite in Metern.

v. Leber empfiehlt für Hauptträger-Querschnitte normaler eingleisiger Eisenbahnblechbrücken nachstehende, allerdings mit besonderer Rücksichtnahme auf die bezüglichen österreichischen Verordnungen ermittelten, den vorhin empfohlenen gegenüber etwas stärkeren Maße, die wir dem 1880 in Wien erschienenen Werke: „Das Eisenbahnwesen in Frankreich“ im Auszuge entnehmen. (Siehe Tabelle I, S. 406.)

Für die Berechnung des Querschnittes bezeichne (Fig. 16):

Fig. 16.



J_1 das nutzbare Trägheitsmoment des Stehbleches und der vier Winkleisen ausschließlich der Kopfbleche,
 f die Nutzfläche des Querschnittes der Kopfbleche eines Gurtes,
 h_1 die Höhe der Blechwand,

dann ist nahezu

$$J = J_1 + \frac{f h_1^2}{2}.$$

Ist M das Angriffsmoment der äußeren Kräfte für die betreffende Stelle, k die zulässige Inanspruchnahme, so ergibt sich aus $k J = \frac{1}{2} M h_1$

$$f = \frac{M}{k h_1} - \frac{2 J_1}{h_1^2} \dots \dots \dots 1.$$

Hiernach läßt sich f angenähert ermitteln. Bezeichnet δ den Nietdurchmesser, so ist, wenn zwei Nieten in Abzug kommen, die nötige wirkliche Breite der Lamelle $b = \frac{f}{d} + 2\delta$. Man kann nun entweder d (die Dicke der Lamellen) annehmen und b daraus berechnen oder umgekehrt. Es empfiehlt sich zunächst für den Querschnitt, an welchem das $\max M$ auftritt, f zu ermitteln und unter Annahme einer passenden Breite b den Wert d zu bestimmen. Fällt d sehr groß aus, sodaß man mehrere Bleche übereinanderlegen muß, um die nötige Stärke zu erhalten, so kann man zunächst dadurch helfen, daß man b etwas vergrößert; ist auch hierdurch nicht ein zweckmäßiges Verhältnis zu erzielen, so bleibt nichts anderes übrig, als die Höhe des Trägers zu vermehren oder stärkere Winkleisen zu nehmen.

Hat man nach obigem eine den Verhältnissen am stärksten Querschnitte entsprechende Breite b ermittelt, so ist es leicht, für verschiedene Querschnitte die Werte d auszurechnen. Man erhält zunächst wieder näherungsweise, wenn b_1 (die sogen. nutzbare Breite) $= b - 2\delta$ gesetzt wird: $d = \frac{M}{k h_1 b_1} - \frac{2 J_1}{h_1^2 b_1}$. Setzt man dann genauer

$J' = J_1 + \frac{1}{12} b_1 [(h_1 + 2d)^3 - h_1^3]$ und für den Abstand der äußersten Faser

$$e = \frac{1}{2} h_1 + d, \text{ so hat man } \frac{M}{k} = \frac{2 J_1}{h_1 + 2d} + \frac{d b_1 (h_1 + d) h_1}{h_1 + 2d},$$

wobei höhere als die zweiten Potenzen von d vernachlässigt sind.

Aus obiger Gleichung entwickelt sich der bequeme Näherungsausdruck

$$f_0 = f + \frac{2d}{h_1} \left(f + \frac{2 J_1}{h_1^2} \right) \dots \dots \dots 2.$$

Da man $\frac{2 J_1}{h_1^2}$ bereits bei Berechnung von f ermitteln mußte, ist hiernach sehr rasch die Größe f_0 als ein Wert, welcher dem wahren Werte genau genug entspricht, gefunden.

Bei Berechnung des Trägheitsmomentes J_1 ist stets Rücksicht auf die Schwächung des Querschnittes durch die Nietlöcher zu nehmen.

Das Stehblech erfährt eine Schwächung an den Stößen. Man trägt diesem Umstande am besten Rechnung, indem man nicht die volle Wandstärke, sondern nur einen bestimmten Prozentsatz derselben in Rechnung nimmt. Es genügt, für die gewöhnlich vorkommenden Fälle etwa 77% der wirklichen Dicke einzuführen, wobei man die erhaltene Blechstärke auf ganze Millimeter abrundet. Stehen die vertikalen Niete der Gurte einander gegenüber, so sind stets die Nietlöcher dieser in Abzug zu bringen. Sind

Tabelle I. Hauptabmessungen von Blechträgern.

Stütz- weite m	Trägerhöhe = 1:8 der Stützweite				Trägerhöhe = 1:10 der Stützweite				Trägerhöhe = 1:12 der Stützweite			
	4 Winkel	Steh- blech stark	2 Kopf- bleche	Wider- stands- moment	4 Winkel	Steh- blech stark	2 Kopf- bleche	Wider- stands- moment	4 Winkel	Steh- blech stark	2 Kopf- bleche	Wider- stands- moment
	mm	mm	mm	cm	mm	mm	mm	cm	mm	mm	mm	cm
2,5	$\frac{80 \cdot 80}{10}$	10	—	765	$\frac{100 \cdot 100}{12}$	11	—	780	—	—	—	—
3,0	$\frac{80 \cdot 80}{10}$	10	—	985	$\frac{100 \cdot 100}{12}$	11	—	1010	$\frac{90 \cdot 90}{11}$	13	$\frac{200}{13}$	980
3,5	$\frac{90 \cdot 90}{11}$	10	—	1440	$\frac{100 \cdot 100}{12}$	11	—	1250	$\frac{90 \cdot 90}{11}$	13	$\frac{220}{13}$	1300
4,0	$\frac{90 \cdot 90}{11}$	10	—	1730	$\frac{80 \cdot 80}{10}$	10	$\frac{200}{10}$	1575	$\frac{90 \cdot 90}{11}$	12	$\frac{220}{13}$	1560
4,5	$\frac{90 \cdot 90}{11}$	10	—	2035	$\frac{80 \cdot 80}{10}$	10	$\frac{200}{10}$	1850	$\frac{90 \cdot 90}{11}$	12	$\frac{220}{13}$	1840
5,0	$\frac{90 \cdot 90}{11}$	10	—	2350	$\frac{80 \cdot 80}{10}$	10	$\frac{200}{10}$	2130	$\frac{90 \cdot 90}{11}$	11	$\frac{220}{13}$	2110
5,5	$\frac{70 \cdot 70}{9}$	10	$\frac{180}{8}$	2665	$\frac{80 \cdot 80}{10}$	10	$\frac{220}{10}$	2530	$\frac{90 \cdot 90}{11}$	10	$\frac{220^*}{18}$	2610
6,0	$\frac{70 \cdot 70}{9}$	10	$\frac{200}{8}$	3130	$\frac{90 \cdot 90}{11}$	10	$\frac{220}{10}$	3135	$\frac{90 \cdot 90}{11}$	10	$\frac{220^*}{18}$	2940
6,5	$\frac{70 \cdot 70}{9}$	11	$\frac{200}{8}$	3590	$\frac{90 \cdot 90}{11}$	10	$\frac{230}{10}$	3550	$\frac{90 \cdot 90}{11}$	10	$\frac{240^*}{18}$	3420
7,0	$\frac{70 \cdot 70}{9}$	11	$\frac{200}{8}$	3975	$\frac{90 \cdot 90}{11}$	10	$\frac{230}{10}$	3920	$\frac{100 \cdot 100}{12}$	10	$\frac{240^*}{18}$	3970
7,5	$\frac{80 \cdot 80}{10}$	11	$\frac{200}{8}$	4870	$\frac{100 \cdot 100}{12}$	10	$\frac{230}{10}$	4715	$\frac{100 \cdot 100}{12}$	10	$\frac{240^*}{20}$	4650
8,0	$\frac{80 \cdot 80}{10}$	11	$\frac{200}{8}$	5335	$\frac{100 \cdot 100}{12}$	11	$\frac{230}{10}$	5240	$\frac{100 \cdot 100}{12}$	10	$\frac{250^*}{20}$	5190
8,5	$\frac{80 \cdot 80}{10}$	11	$\frac{200}{8}$	5810	$\frac{100 \cdot 100}{12}$	11	$\frac{230}{10}$	5680	$\frac{100 \cdot 100}{12}$	10	$\frac{250^*}{20}$	5610
9,0	$\frac{80 \cdot 80}{10}$	11	$\frac{200}{8}$	6300	$\frac{100 \cdot 100}{12}$	11	$\frac{240}{10}$	6220	$\frac{100 \cdot 100}{12}$	10	$\frac{250^*}{21}$	6136
9,5	$\frac{80 \cdot 80}{10}$	11	$\frac{200}{8}$	6805	$\frac{100 \cdot 100}{12}$	11	$\frac{240}{12}$	6971	$\frac{100 \cdot 100}{12}$	10	$\frac{250^*}{22}$	6740
10,0	—	—	—	—	$\frac{100 \cdot 100}{12}$	11	$\frac{240^*}{15}$	7900	$\frac{100 \cdot 100}{12}$	11	$\frac{250^*}{26}$	7820
10,5	—	—	—	—	$\frac{100 \cdot 100}{12}$	11	$\frac{240^*}{15}$	8445	$\frac{100 \cdot 100}{12}$	11	$\frac{250^*}{26}$	8340
11,0	—	—	—	—	$\frac{100 \cdot 100}{12}$	11	$\frac{240^*}{15}$	8970	$\frac{100 \cdot 100}{12}$	11	$\frac{250^*}{26}$	8840
11,5	—	—	—	—	$\frac{100 \cdot 100}{12}$	11	$\frac{240^*}{15}$	9520	$\frac{100 \cdot 100}{12}$	11	$\frac{250^*}{26}$	9400
12,0	—	—	—	—	$\frac{100 \cdot 100}{12}$	11	$\frac{240^*}{15}$	10080	$\frac{100 \cdot 100}{12}$	11	$\frac{250^*}{26}$	9900
12,5	—	—	—	—	—	—	—	—	$\frac{100 \cdot 100}{12}$	11	$\frac{250^*}{27}$	10710
13,0	—	—	—	—	—	—	—	—	$\frac{100 \cdot 100}{12}$	11	$\frac{250^*}{28}$	11350
13,5	—	—	—	—	—	—	—	—	$\frac{100 \cdot 100}{12}$	11	$\frac{250^*}{29}$	12140
14,0	—	—	—	—	—	—	—	—	$\frac{100 \cdot 100}{12}$	11	$\frac{250^*}{30}$	13040

Als Nietstärke ist in allen mit * bezeichneten Fällen 20 mm, in allen übrigen 18 mm anzunehmen.

die vertikalen Niete versetzt, so kommt auf den Querschnitt nur ein solcher Niet und bei geringer Kopfblechstärke kann das Trägheitsmoment unter Abzug des Nietloches für die horizontalen Niete kleiner ausfallen. — Die Methoden, nach denen die Durchführung dieser Berechnung erfolgen kann, sind:

1. Man zerlegt den Querschnitt in eine Summe von Rechtecken gleicher Höhe. Hiernach entwickelt sich leicht, wenn b_2, b_3, δ_1 die nutzbaren Breiten in den Höhen h_1, h_2, h_3 :

$$J_1 = \frac{1}{12} [(h_1^3 - h_2^3) b_2 + (h_2^3 - h_3^3) b_3 + h_3^3 \delta_1].$$

Tabelle II. Trägheitsmomente des Stehblechs und der vier Winkeleisen (Biquadrat Decimeter).

		Höhe h_1 des Stehbleches. Millimeter												
		200	300	400	500	600	700	800	900	1000	1100	1200	1300	1400
10 mm Stehblech	Winkeleisen mm	0,0667	0,2250	0,5333	1,042	1,800	2,858	4,267	6,075	8,333	11,09	14,40	18,31	22,87
6		0,1968	0,4918	0,9235	1,492	2,197	3,039	4,018	5,134	6,387	7,776	9,302	11,96	12,76
60	8	2533	6370	1,200	1,942	2,863	3,964	5,244	6,702	8,341	10,16	12,15	14,33	16,69
	10	3055	7735	1,461	2,369	3,497	4,845	6,413	8,201	10,21	12,44	14,89	17,56	20,44
	7	2406	6063	1,144	1,854	2,736	3,791	5,018	6,416	7,988	9,731	11,65	13,73	15,99
65	9	2989	7582	1,435	2,330	3,443	4,774	6,322	8,088	10,07	12,27	14,69	17,33	20,19
	11	3528	9013	1,712	2,784	4,118	5,713	7,571	9,690	12,07	14,71	17,62	20,78	24,21
	7	2536	6435	1,220	1,982	2,930	4,065	5,386	6,893	8,587	10,46	12,53	14,78	17,22
70	9	3172	8086	1,536	2,499	3,698	5,132	6,803	8,709	10,85	13,23	15,84	18,69	21,78
	11	3748	9622	1,833	2,988	4,427	6,150	8,156	10,45	13,02	15,88	19,02	22,45	26,15
	8	3027	7721	1,469	2,393	3,544	4,922	6,527	8,360	10,42	12,71	15,22	17,96	20,93
75	10	3661	9406	1,795	2,930	4,344	6,039	8,013	10,27	12,80	15,62	18,71	22,09	25,74
	12	4251	1,100	2,106	3,443	5,112	7,111	9,442	12,10	15,10	18,42	22,08	26,06	30,38
	8	3183	0,8147	1,554	2,537	3,763	5,232	6,945	8,900	11,10	13,54	16,23	19,15	22,33
80	10	3852	9932	1,901	3,109	4,617	6,425	8,533	10,94	13,65	16,66	19,97	23,57	27,48
	12	4475	1,162	2,232	3,658	5,438	7,574	10,06	12,91	16,11	19,67	23,58	27,85	32,47
	9	3680	0,9966	1,915	3,141	4,675	6,517	8,666	11,12	13,89	16,96	20,34	24,03	28,03
90	11	4573	1,189	2,293	3,769	5,617	7,836	10,43	13,39	16,73	20,43	24,51	28,96	33,78
	13	5238	1,373	2,656	4,373	6,524	9,110	12,13	15,58	19,47	23,79	28,56	33,74	39,37
	10	4585	1,191	2,303	3,795	5,667	7,919	10,55	13,56	16,95	20,73	24,88	29,41	34,32
100	12	5337	1,396	2,710	4,475	6,692	9,359	12,48	16,05	20,07	24,54	29,46	34,84	40,66
	14	6040	1,592	3,101	5,131	7,682	10,75	14,35	18,46	23,09	28,25	33,92	40,12	46,84
	10	—	1,283	2,491	4,119	6,167	8,635	11,52	14,83	18,56	22,71	27,27	32,26	37,67
110	12	—	1,506	2,934	4,862	7,289	10,22	13,64	17,57	21,99	26,91	32,33	38,26	44,68
	14	—	1,718	3,361	5,580	8,376	11,75	15,70	20,22	25,33	31,01	37,26	44,10	51,51
	11	—	1,493	2,913	4,837	7,265	10,20	13,63	17,57	22,01	26,96	32,41	38,37	44,82
120	13	—	1,727	3,382	5,627	8,463	11,89	15,90	20,51	25,71	31,49	37,87	44,84	52,39
	15	—	1,950	3,833	6,392	9,625	13,53	18,11	23,37	29,31	35,92	43,20	51,16	59,79
	12	—	1,714	3,357	5,596	8,430	11,86	15,88	20,50	25,72	31,53	37,93	44,93	52,53
130	14	—	1,958	3,850	6,431	9,701	13,66	18,31	23,64	29,67	36,38	43,78	51,88	60,66
	16	—	2,191	4,325	7,239	10,93	15,41	20,67	26,70	33,52	41,12	49,50	58,66	68,60
	13	—	1,828	3,666	6,198	9,425	13,35	17,96	23,27	29,27	35,97	43,36	51,45	60,23
140	15	—	2,199	4,337	7,271	11,00	15,52	20,84	26,95	33,86	41,57	50,06	59,36	69,44
	17	—	2,414	4,834	8,120	12,30	17,38	23,34	30,21	37,96	46,62	56,16	66,60	77,94
	14	—	2,189	4,308	7,228	10,95	15,47	20,79	26,92	33,84	41,57	50,09	59,42	69,55
150	16	—	2,451	4,843	8,144	12,35	17,47	23,50	30,44	38,28	47,03	56,70	67,27	78,75
	18	—	2,702	5,360	9,033	13,72	19,42	26,14	33,88	42,62	52,39	63,17	74,96	87,77

2. Bezeichnet i das Trägheitsmoment, auf seine Schwerpunktsachse bezogen, φ die Fläche eines Winkeleisens (ausschließlich Nietloch), c den Abstand des Schwerpunktes desselben vom horizontalen Schenkel, so ist:

$$J_1 = \frac{1}{12} \delta_1 h_1^3 + 4i + \varphi \cdot (h_1 - 2c)^2.$$

Dieser Regel wird man sich besonders dann bedienen, wenn man die Werte i , φ und c direkt aus Tabellen entnehmen kann.

3. Wir geben in vorstehendem drei Tabellen, welche die Berechnung der Trägheitsmomente sehr erleichtern. Tabelle II enthält die Trägheitsmomente bei der Höhe

Tabelle III. Trägheitsmomente der Kopfbleche bei 10 mm Breite (Biquadrat Decimeter).

Höhe der Kopfbleche mm	Höhe h_1 des Stehbleches. Millimeter												
	200	300	400	500	600	700	800	900	1000	1100	1200	1300	1400
8	0,0173	0,0380	0,0666	0,1032	0,1478	0,2005	0,2611	0,3297	0,4064	0,4911	0,5837	0,6844	0,7930
9	0197	0430	0753	1166	1669	2262	2945	3718	4581	5535	6578	7711	8934
10	0221	0481	0841	1301	1861	2521	3281	4141	5101	6161	7321	8581	9941
11	0245	0532	0929	1436	2053	2781	3618	4565	5622	6789	8066	9453	1,095
12	0270	0584	1018	1573	2248	3042	3957	4991	6145	7420	8814	1,033	1,196
13	0295	0637	1109	1711	2443	3305	4297	5419	6670	8052	9564	1,121	1,298
14	0321	0691	1200	1850	2639	3569	4639	5848	7198	8687	1,032	1,209	1,400
15	0347	0745	1292	1990	2837	3835	4982	6280	7727	9325	1,107	1,297	1,502
16	0374	0800	1385	2131	3036	4102	5328	6713	8259	9964	1,183	1,386	1,604
17	0401	0855	1479	2273	3237	4371	5674	7148	8792	1,061	1,259	1,474	1,707
18	0429	0911	1573	2416	3438	4641	6032	7585	9328	1,125	1,335	1,564	1,810
19	0457	0968	1669	2560	3641	4917	6373	8024	9866	1,190	1,412	1,653	1,913
20	0485	1025	1765	2705	3845	5185	6725	8465	1,041	1,255	1,489	1,743	2,017
21	0514	1083	1863	2852	4051	5460	7080	8908	1,095	1,320	1,566	1,832	2,120
22	0544	1142	1961	2999	4257	5736	7434	9353	1,149	1,385	1,643	1,923	2,224
23	0574	1202	2060	3148	4466	6013	7791	9799	1,204	1,451	1,720	2,013	2,329
24	0604	1262	2160	3297	4675	6292	8150	1,025	1,259	1,516	1,798	2,104	2,434
25	0635	1323	2260	3448	4885	6573	8510	1,070	1,314	1,582	1,876	2,195	2,539
26	0667	1385	2362	3600	5097	6855	8873	1,115	1,369	1,649	1,954	2,286	2,644
27	0699	1447	2465	3753	5311	7138	9236	1,160	1,424	1,715	2,033	2,377	2,749
28	0731	1510	2568	3907	5525	7423	9602	1,206	1,480	1,782	2,112	2,489	2,875
29	0764	1574	2673	4062	5741	7710	9969	1,252	1,536	1,849	2,191	2,561	2,961
30	0798	1638	2778	4218	5958	7998	1,034	1,298	1,592	1,916	2,270	2,654	3,068

Tabelle IV. Nietlochabzug für ein Nietloch von 10 mm Durchmesser (Biquadrat Decimeter).

Stärke der Winkel- eisen mm	Höhe h_1 des Stehbleches. Millimeter												
	200	300	400	500	600	700	800	900	1000	1100	1200	1300	1400
6	0,0056	0,0130	0,0233	0,0366	0,0529	0,0722	0,0946	0,1199	0,1482	0,1795	0,2138	0,2512	0,2915
7	0065	0150	0270	0425	0615	0840	1101	1396	1726	2091	2491	2926	3396
8	0074	0171	0307	0484	0701	0958	1255	1591	1968	2385	2841	3339	3875
9	0082	0191	0344	0542	0786	1074	1408	1786	2210	2618	3192	3783	4354
10	0090	0210	0380	0600	0870	1190	1560	1980	2450	2970	3540	4194	4830
11	0098	0230	0416	0691	0954	1306	1712	2173	2690	3261	3888	4569	5306
12	0106	0249	0452	0715	1037	1420	1863	2366	2929	3548	4234	4977	5780
13	0114	0268	0487	0771	1120	1534	2013	2557	3166	3840	4579	5383	6252
14	0121	0287	0522	0827	1202	1647	2163	2748	3403	4128	4923	5788	6724
15	0129	0305	0556	0882	1284	1760	2311	2937	3639	4415	5266	6192	7194
16	0136	0323	0590	0937	1365	1872	2459	3126	3873	4701	5608	6595	7662
17	0143	0341	0624	0992	1442	1983	2606	3314	4107	4952	5948	6996	8129
18	0150	0356	0657	1046	1525	2094	2752	3501	4340	5269	6288	7396	8595
19	0156	0376	0690	1100	1604	2203	2898	3687	4572	5551	6626	7795	9060

h_1 bezogen auf Decimeter für jene Winkeleisensorten, welche als Normalprofile für Deutschland aufgestellt wurden. Die erste Zeile giebt das Trägheitsmoment des Stehbleches für eine Breite von 10 mm. Tabelle III enthält die Trägheitsmomente für eine Lamelle in der Höhe h_1 für die Breite 10 mm, Tabelle IV den für ein Nietloch von 10 mm Stärke in den Winkeleisen nötig werdenden Abzug. — Die Anwendung jener drei Methoden zeigt nachstehendes Beispiel.

Für eine eingleisige Eisenbahnbrücke von 10 m Stützweite sei die Wahl des Querschnittes zu treffen. Wir setzen $h_1 = 100$ cm, $z_1 = 0,8 + 0,015 l = 1$ cm, $b' = 6 + 0,2 \cdot 10 = 8$ cm. Die Stärke der Winkeleisen sei 1 cm, diejenige der Niete 2 cm, dann rechnet sich das Trägheitsmoment, wenn man in die Rechnung — der Schwächung durch die Niete wegen — nur 0,9 cm Stehblechstärke einführt, nach Methode 1, S. 408 (Mafse in cm):

$$J_1 = \frac{1}{12} [12,9 (100^3 - 98^3) + 2,9 (98^3 - 84^3) + 0,9 \cdot 84^3] = 191923 \text{ cm}^4 = 19,19 \text{ dm}^4.$$

Nach Methode 2: Einer entsprechenden Tabelle habe man für das Winkeleisen $\frac{80 \cdot 80}{10}$ bei Abzug eines Nietloches entnommen $\varphi = 13$ qcm, $c = 2,64$ cm, $i = 81,72$, so ist:

$$J_1 = \frac{1}{12} \cdot 0,9 \cdot 100^3 + 4 \cdot 81,72 + 13 (100 - 5,28)^2 = 19,19 \text{ dm}^4.$$

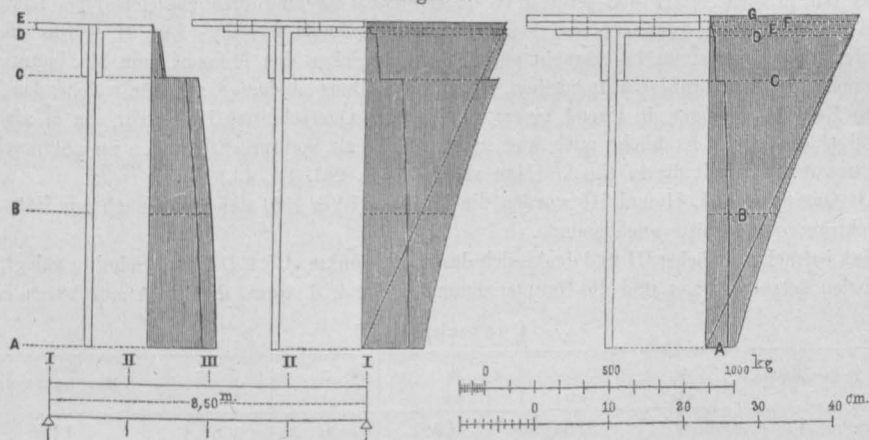
Nach Methode 3, also aus den Tabellen:

$$1 \text{ Stehblech } 9 \text{ mm } \frac{9}{10} \cdot 8,333 = 7,500; \quad 4 \text{ Winkeleisen } \frac{80 \cdot 80}{10} = 13,650.$$

Hiervon ab 4 Nietlochbreiten à 20 mm im 10 mm dicken Schenkel des Winkeleisens:

$$\frac{4 \cdot 20}{10} \cdot 0,245 = 1,960, \text{ daher Trägheitsmoment } J = 7,500 + 13,650 - 1,960 = 19,19 \text{ dm}^4.$$

Fig. 17.



Beispiel. Ermittlung des Querschnittes für einen Blechträger. Stützweite 8,5 m. In vier gleichen Abständen von 2,125 m sind Querträger angebracht (s. Fig. 17). Für die Befestigungsstellen I II III II' I' habe man gefunden:

M_0 Moment des Eigengewichtes	0	4,2	5,7	4,2	0 mt
M_1 Moment der zufälligen Last	0	23,5	31,5	23,5	0 mt.

Man rechne das reduzierte Moment nach der einfachen Regel $\bar{M} = 0,5 M_0 + M_1$ (vergl. Gl. 46, S. 261) und hat:

Querschnitt	I	II	III	II'	I'
\bar{M}	0	25,60	34,35	25,60	0 mt.

Es werde angenommen für die Winkeleisen $\frac{70 \cdot 70}{7}$ mm, die Niete 20 mm, die Stehblechstärke 9 mm, die Stehblechhöhe $h_1 = 85$ cm, so wird mit Abzug je zweier Nietlöcher oben und unten $J_1 = 113000 \text{ cm}^4$. Die nötige Fläche für die Lamellen rechnet sich genähert nach Gl. 1 mit

$$f = \frac{\bar{M}}{0,6 \cdot 85} - \frac{2 \cdot 113000}{85^2} = 0,0196 \bar{M} - 31,3,$$

wenn man $k = 0,6$ t annimmt und demgemäß \bar{M} in Centimetertonnen einzuführen hat; dies giebt für

Querschnitt	I	II	III	II'	I'
f	-31,3	18,8	36,0	18,8	-31,3 qcm.

Man nehme ferner die Dicke der Lamelle in der Mitte mit 1 cm an und wähle zwei solcher, so wird die wirkliche Breite $\frac{36,0}{2} + 4 = 22$ cm, da zwei Nietlöcher hinzukommen.

Nach Gl. 2 wird für III: $f_0 = 36,0 + \frac{4}{85} (36 + 31,3) = 39,2$ qcm oder die wirkliche Breite $\frac{39,2}{2} + 4 = 23,5$ cm, wofür wir 23 cm setzen. Die genaueren Werte f_0 werden:

Querschnitt	I	II	III	II'	I'
f_0	-31,3	20,0	39,2	20,0	-31,3.

Man erhält diese Querschnitte, indem man in der Mitte zwei, an den Querschnitten II und II' je eine, an den Querschnitten I, I' keine Lamelle anordnet.

Obiges Beispiel werde ergänzt durch die Bestimmung der idealen Hauptspannungen, welche in den Querschnitten I II III II' I' auftreten, vergl. S. 261. Für die Momente führen wir die wirklichen Werte bei totaler Belastung, also $M = M_0 + M_1$ ein; für die Transversalkraft an denselben Stellen habe sich ergeben:

	I	II	III	II'	I'
Transversalkraft des Eigengewichtes	2,2	1,8	0,5	1,8	2,2 t
Transversalkraft der zufälligen Last	10,8	10,8	5,6	10,8	10,8 t
Total	13,0	12,6	6,1	12,6	13,0 t.

Für unsere Untersuchung ist es nötig, daß die Werte M und Q sich für jeden Querschnitt auf dieselbe Laststellung beziehen und bemerkt sei, daß für I jene Stellung der zufälligen Last genommen ist, für welche die Transversalkraft ein Maximum wird, während für III jene Lastlage angenommen ist, bei welcher das Moment in III den größten Wert erreicht. Es sind dies zugleich jene Lastlagen, für welche die idealen Hauptspannungen in I bzw. III zum Maximum werden. Für II wurde die Stellung des variablen Einzellastsystems in Betracht gezogen, bei welcher das Moment zum Maximum wird. Es ist nun keineswegs von vornherein anzugeben, ob diese Stellung diejenige sei, für welche das Maximum der idealen Hauptspannungen in irgend einem Punkte des Querschnittes II eintritt, da σ_1 als Funktion von M und Q erscheint. Es bliebe auch hier nichts übrig, als mehrere Stellungen zu untersuchen. Wir begnügen uns indessen mit dieser einen. (Man vergleiche S. 261, Gl. 43.)

Als Querschnitte I, II und III wurden die in Fig. 17 (S. 409) der Reihe nach zur Hälfte gezeichneten Blechträgerquerschnitte angenommen.

Man betrachte zunächst III und denke sich durch die Punkte $ABCDEFG$ Schnitte gelegt, so erhält man für jeden derselben, σ , τ und die Hauptspannung in kg f. d. qcm, d. i. in Atmosphären einsetzend:

Querschnitt III.

Faserschichte	v cm	S cm	b cm	σ at	τ ⁹⁾ at	Ideale Hauptspannung at
A	0	3864	0,9	0	86,4	115
B	17,75	3722	0,9	238	83,8	273
C	35,5	3297	0,9 2,9	476	73,1 22,8	491 477
D	41,5	2627	2,9 14,9	556	18,1 3,5	557 556
E	42,5	2001	14,9 23	570	2,6 1,7	570
F	43,5	1012	23	583	0,8	583
G	44,5	0	23	597	—	597

Bei Bestimmung des Wertes J wurde für die Berechnung der Normalspannungen der Querschnitt nach Abzug der Nietlöcher berücksichtigt, wobei $J' = 277\,133$ (cm) erhalten wurde, während bei Berechnung der Schubspannungen der Wert J'' ohne Betracht der Nietlöcher, d. i. mit $305\,217$ (cm) in Rechnung kam.¹⁰⁾ Unter Beachtung der Werte $M = 37,2$ mt und $Q = 6,1$ t, welche wir oben für diesen Querschnitt angegeben haben, gestaltet sich die Berechnung einfach:

$$\sigma = \frac{Mv}{J'} = \frac{3720\,000}{277\,133} v = 13,41 v,$$

$$\tau = \frac{QS}{J''b} = \frac{6100}{305\,217} \cdot \frac{S}{b} = 0,01999 \frac{S}{b}.$$

⁹⁾ Die Regel für τ ist bei stetig veränderlichem Querschnitte nur ganz näherungsweise, an jenen Stellen, wo der Querschnitt sprunghaft sich ändert, aber gar nicht mehr gültig. Da jedoch in unserem Falle die Lamelle stets noch über dem Querschnitt hinaus, in welchem sie nötig ist, fortgesetzt wird, um in demselben voll zur Wirkung zu kommen, so kann wenigstens für ein kurzes Stück um den Querschnitt der letztere mit hinreichender Annäherung konstant betrachtet werden.

¹⁰⁾ Die Einführung zweier verschiedenen Trägheitsmomente scheint widersinnig, läßt sich jedoch damit einigermaßen rechtfertigen, daß für die Normalspannungen nur der geschwächte Querschnitt für die Verteilung maßgebend erscheint, während die Schubspannungen auch durch die Niete übertragen werden.

Da an den Stellen CDE zwei verschiedene Breiten vorkommen, ist es klar, daß man zwei Werte von τ und hiermit auch für die idealen Hauptspannungen erhalten muß.

An den beiden anderen Querschnitten erhält man durch analoge Rechnungen:

Querschnitt II.

$$M = 2770000 \text{ cmkg}, \quad Q = 12600 \text{ kg}, \quad J' = 209371, \quad J'' = 220159.$$

Faserschichte	v cm	S cm	b cm	σ at	τ at	Ideale Hauptspannung at
A	0	2852	0,9	0	181	241
B	17,75	2710	0,9	235	171	355
C	35,5	2285	0,9 2,9	470	139 45	520 476
D	41,5	1615	2,9 14,9	549	32 6	552 549
E	42,5	989	14,9 23	562	4 2,5	562
F	43,5	0	23	575	0	575

Querschnitt I.

$$M = 0, \quad Q = 13000 \text{ kg}, \quad J'' = 131099.$$

Faserschichte	v cm	S cm	b cm	σ at	τ at	Ideale Hauptspannung at
A	0	1863	0,9	0	205	273
B	17,75	1721	0,9	0	190	253
C	35,5	1296	0,9 2,9	0	143 44	191 59
D	41,5	626	2,9 14,9	0	22 4	29 5
E	42,5	0	14,9	0	0	0

§ 5. Die Blechwand und ihre Versteifung.

a. Stöße in der Blechwand. Für kleine Trägerlängen bis zu etwa 6 m reicht ein durchgehendes, als selbständiges Walzstück hergestelltes Blech vollständig aus. — Für größere Längen jedoch ist man genötigt, die vertikale Blechwand aus zwei oder mehreren Längsteilen zu bilden. Dasselbe ist der Fall, wenn die Trägerhöhe etwa 2 m überschreitet. Man legt dann 2 oder 3 Blechreihen übereinander oder nimmt die Walzrichtung der Bleche zur Höhe, wobei dann natürlich die vertikalen Trennungsfugen die Breite des Walzstückes als Entfernung erhalten. Die Stoßfugen werden am besten beiderseits mit einem Laschenbleche bedeckt; man könnte für die Dicke dieser Bleche nur die halbe Stehblechstärke wählen, bleibt aber hierbei nicht unter 7 mm oder macht wohl noch besser die Stärke jedes der beiden Laschenbleche der Blechwanddicke gleich. In Betreff der Querschnittsbestimmung der Niete und ihrer Entfernung sind einige Erwägungen voranzuschicken. Die nahe der Mitte der Trägerhöhe befindlichen Niete haben insbesondere die Schubkraft auszuhalten, welche ein Verschieben in vertikaler Richtung längs der Stoßfuge anstrebt. Diese vertikale Schubkraft ist in demselben Wandelemente für die Längeneinheit gleich der horizontalen, erreicht in der neutralen Faser ihr Maximum und nimmt nach den Gurtungen zu wenig ab. In Betreff der Übertragung dieser Schubkraft ist es zulässig, die Niete als doppelschnittig zu betrachten, wenn beiderseits Stoßplatten oder Steifen angebracht sind. Denkt man sich die Niete beiderseits einreihig in der Distanz D_x angeordnet, so muß die Schubkraft der Blechwand für die laufende Einheit dem Widerstande der Niete für die laufende Einheit gleich, somit $\frac{Q_x}{h_m} = \frac{2}{D_x} \cdot \frac{\pi d^2}{4} \cdot k_s$ sein, wenn k_s die zulässige Inanspruchnahme auf Schub, Q_x die Transversalkraft, h_m der Abstand des Mittelpunktes von Druck und Zug. Setzen wir $h_m = 0,9 h$, $k_s = 0,8 k$, so ergibt sich:

$$D_x = 0,36 \frac{\pi d^2 k}{Q_x} h.$$

In der Nähe der Gurtungen sind die vorstehenden Betrachtungen nicht mehr zutreffend, indem daselbst, da die Normalspannungen gröfser werden, die Niete entsprechend der auf das vertikale Stofsugenelement wirkenden resultierenden Spannung anzuordnen sind. Dies gilt hauptsächlich am Zuggurt, während man bei guter Ausführung der Stofsuge allenfalls annehmen kann, daß die Druckspannungen direkt übertragen werden. Man ordnete daher wohl in der oberen Hälfte der Blechwand ein schmales, einreihig vernietetes Deckblech an, liefs dieses aber von der Mitte aus nach unten allmählich an Breite zunehmen und die Vernietung aus einer einreihigen in eine zwei-, endlich in eine dreireihige übergehen (österreichische Staatsbahn).

Entgegen dieser Anordnung findet man jetzt meist durchgehende, gleich breite Laschenbleche, deren Breite etwa dem 12fachen Nietdurchmesser d gleichkommt und bei welchen der Abstand der Niete vom Rande und der Stofsuge etwa $2d$ beträgt. Als vertikale Entfernung der Niete wählt man durchschnittlich $7d$. Eine streitige Frage ist, ob es zweckmäfsig sei, die zwei Reihen beiderseits zu versetzen. Für Blechstöße, die nur mit Zug beansprucht werden, haben Versuche von Kirkaldy¹¹⁾ für unversetzte Reihen gröfsere Festigkeit ergeben. Im übrigen ist hier auf die späteren Bemerkungen über Stabnietungen, s. § 17, zu verweisen. Die Stöße läfst man entweder mit jenen Stellen, an denen Querverbindungen und Steifen angeordnet werden, zusammenfallen oder nicht, in ersterem Falle erreicht man den Vorteil schöneren Aussehens, erspart Niete und vermeidet Verkröpfungen der für die Steifen oder Querverbindungen anzuordnenden vertikalen Winkeleisen; dagegen ist man durch die gegebenen Abstände der Querverbindungen an bestimmte Stehblechlängen gebunden. Bei einreihiger Vernietung der Stöße wird es häufig im ersten Falle auch nicht möglich, die Träger für sich in der Brückenbau-Werkstätte zu montieren, doch kann dem bei doppelreihiger Vernietung vollständig vorgebeugt werden, wenn man die äufseren Nietreihen einzieht und die mittleren bis zum Anbringen der Querkonstruktionen am Bauplatze teilweise durch Schrauben provisorisch ersetzt.

b. Steifen und Ständer. Da bei der Beanspruchung der Blechwand nicht nur die Zug-, sondern auch die Druckfestigkeit in Frage kommt und da in dieser Hinsicht die dünne Blechwand der betrachteten Brücken nur eine geringe Widerstandsfähigkeit besitzt, so mufs dieselbe durch besondere Absteifungen gegen Ausbauchen geschützt werden.

Diese Steifen würden theoretisch am zweckmäfsigsten nach Mafsgabe der Richtung der Kurven des gröfsten Druckes (Kap. IX, § 16) angeordnet werden, da jedoch dieser Ausführung wesentliche praktische Bedenken gegenüberstehen, zieht man es vor, dieselben vertikal anzubringen. Man verwendet sie zugleich als Bestandteile der Querkonstruktionen.

Da die Beanspruchung der Blechwand nach den Auflagern hin wächst, hat man die Steifen nächst denselben dichter zu stellen oder stärker zu halten. Doch weicht man bei kleinen Bauten im Interesse bequemerer Ausführung häufig von dieser Regel ab und wählt durchgehends gleiche Abstände.

Besonders werden Steifen dort nötig, wo Lasten direkt auf den Obergurt übertragen werden, da hier das Blech die entsprechende Verteilung auf die Wand bis zum Untergurt zu vermitteln hat und dabei leicht ausbauchen würde. Bei Anordnung von Querträgern wirken die vertikalen Winkeleisen, mittels welcher die Befestigung der ersteren erfolgt, zugleich als Steifen. In vielen Fällen handelt es sich eben nur noch

¹¹⁾ Engng. 1880.

darum, ob zwischen den durch die Querträger oder Querverbindungen bestimmten Stellen noch eine oder mehrere Vertikalrippen notwendig werden.

Besonders wichtig werden die Vertikalversteifungen als sogenannte Ständer an den Punkten, wo die aufgenommenen Lasten auf die Stützen übertragen werden. Ist an jedem Ende ein einziger Endständer vorhanden, so hat dieser den Auflagerdruck zu übertragen, wobei jedoch ein entsprechender Teil der Mittelwand dem Endständer zugerechnet werden darf.

Sind mehrere Endständer vorhanden, so entsteht Unsicherheit darüber, welcher Teil des Druckes sich auf jeden überträgt. Frei aufliegende Träger drücken vorzugsweise auf die innere Auflagerkante, wodurch der innere Ständer mehr beansprucht wird. Durch eine passende Gestaltung der Auflagerplatte läßt sich eine gleichmäßigere Verteilung des Stützendruckes erzielen, vergl. S. 417. Eine besonders wichtige Rolle spielen die Endständer auch als Bestandteile der Querversteifung gegen Horizontalkräfte. Im übrigen verweisen wir in dieser Hinsicht auf die einschlägigen, bei Besprechung der Fachwerksbrücken aufzunehmenden Untersuchungen.

§ 6. Anordnung und Berechnung der Nietverbindungen.

Damit ein Niet die nötige Widerstandsfähigkeit besitze, darf einerseits die auf die Flächeneinheit des Nietquerschnittes entfallende Schubspannung das zulässige Maß k_s nicht überschreiten, anderseits darf der Druck k_d auf die Einheit der Cylindermantelfläche, in welcher der Niet steckt, nicht zu groß werden, damit keine bleibende Formänderung des Loches eintrete und kein Aufquetschen des Lochrandes erfolgen kann. Ist P die auf einen Niet entfallende Kraft und setzt man $k_s = 0,8 k$, wobei k die zulässige Inanspruchnahme auf Zug, außerdem mit Rücksicht auf Versuche Gerbers $k_d = 2 k$, so erhält man unter Annahme, daß sich die Schubkraft gleichmäßig auf den Querschnitt verteilt, wenn man die Reibung, welche die Axialkraft des beim Erkalten sich zusammenziehenden Nietes erzeugt, außer acht läßt: $P \leq 0,8 \frac{\pi d^2}{4} k$. Analog liefert die zweite Bedingung $P \leq 2 \delta d k$, wenn δ die Dicke des Bleches, in welchem der Niet steckt. Die Berechnung hat nach der ersten Formel zu erfolgen, solange $d \leq \frac{10}{\pi} \delta$, d. i. $d \leq 3,2 \delta$ ist, nach der zweiten, wenn das Gegenteil eintritt.

Die Verbindung der Winkelleisen mit dem Stehbleche (vergl. Fig. 16, S. 405) wird ausschließlich durch die horizontale Nietreihe II hergestellt. Die Niete selbst sind zweiseitig; ist nun $P = 0,8 \frac{\pi k d^2}{4}$ die Widerstandsfähigkeit eines Nietquerschnittes und H die horizontale Schubkraft für die Längeneinheit, so wäre, wenn e die Entfernung der Niete, $eH = 2P$ zu setzen. Da jedoch in unserem Falle die auf eine Nietquerschnittsfläche entfallende Dicke der Platte, in welcher der Niet steckt, mit der halben Größe der Stehblechdicke δ zu bewerten ist, so ist stets $d > 3,2 \frac{\delta}{2}$, es ist daher die zweite Formel zu benutzen. Da die horizontale Schubkraft, wie wir gesehen, sich bis zur Nietreihe II wenig ändert, so kann man hinreichend genau die Schubkraft pro Längeneinheit in der Schwerpunktsachse statt H setzen und erhält dann $H = \delta \cdot \tau_x = \frac{S \cdot Q_x}{J}$. In unserem Falle wird $\frac{J}{S}$ dem Abstände des Mittelpunktes für Zug und Druck gleich, für welchen man angenähert $0,9 h$, wenn h die Trägerhöhe, setzen kann. Man erhält demnach:

$$eH = \frac{Q_x e}{0,9 h} = 2 k \delta d \text{ und hieraus: } e = 1,8 \frac{k \delta d h}{Q_x} \dots \dots \dots 3.$$

Geht man nach der älteren Berechnungsweise vor, so ist für Q_x der wirkliche, sonst ist der reduzierte Wert für Q_x zu nehmen, vergl. S. 261.

In letzterem Falle variiert der Wert e keineswegs in dem Maße, wie bei der älteren Art der Berechnung. In den meisten Fällen begnügt man sich, den kleinsten Wert von e aufzusuchen, und den erhaltenen Abstand auf der ganzen Trägerlänge konstant durchzuführen, wobei man e noch so modifiziert, daß es einen bestimmten Teil der Entfernungen ausmacht, in denen die Querversteifungen, Querträger u. s. w. angeordnet sind. Da der größte Wert von Q_x den kleinsten Wert e bedingt, wird man e stets für die Stützen, woselbst die Transversalkraft ein Maximum wird, zu bestimmen haben. Bei großen Trägern kann man zwei bis drei verschiedene Nietteilungen durchführen, indem man e für mehrere Querschnitte rechnet.

Für die vertikalen Niete, welche die Lamellen mit den Winkeleisen verbinden, ist zunächst zu beachten, daß die Beanspruchung auf jede neue aufgelegte Lamelle durch die Niete übertragen werden muß. Ist f die Nutzfläche der fraglichen Lamelle, so kann die größte Kraft, welche sie aufzunehmen hat, mit kf eingesetzt werden; diese Kraft müssen die Niete als Schubkraft aufnehmen, wobei sie nur einschnittig wirken. Da bei Blechbrücken die Lamellen selten schwächer als 0,8 cm, die Niete selten stärker als 2,6 cm gemacht werden, so ist wohl in der Regel d kleiner als die 3,2fache Blechstärke, weshalb die erste Regel in Betracht kommt. Da ein Niet eine Schubkraft $P = 0,8 \frac{\pi d^2}{4} \cdot k$ aufzunehmen vermag, so ergibt sich für die Anzahl n der Nieten, mit welchen das Lamellenende zu befestigen ist, ehe es mit seiner ganzen Nutzfläche in Thätigkeit treten kann, $n = \frac{kf}{P} = 1,6 \frac{f}{d^2}$. Aus der Nietentfernung rechnet sich dann auch die Länge jenes Stückes der Lamelle, welches über den Punkt hinaus, in welchem sie in volle Thätigkeit tritt, sich zu erstrecken hat. So erhält man z. B. für $f = 21$ qcm, $d = 2$ cm, $n = 8$ Niete. Man sieht hieraus, daß es sich empfehlen wird, an den Enden jeder Lamelle die vertikalen Niete etwas dichter zu stellen. Im übrigen liefert die Berechnung der fraglichen Nietentfernung stets kleinere Werte als für die horizontalen Niete, den kleinsten Abstand erhält man für den Horizontalschnitt zwischen Winkeleisen und erster darauf liegender Lamelle; die Schubkraft pro Einheit H wird für diesen Schnitt $H = \frac{Q_x S}{J}$, wenn S das statische Moment der Lamellen. Setzt man hierfür $\frac{h \cdot f}{2}$, wenn f die ganze nutzbare Fläche der Lamellen im fraglichen Querschnitt bezeichnet, so wird die Nietentfernung $e = \frac{P}{H}$, wobei P nach der ersten der oben angegebenen Formeln zu rechnen ist, da auch hier in der Regel $d < 3,2$ mal Lamellenstärke. Die Einführung der Werte liefert $e = 1,26 \frac{d^2 k J}{Q_x \cdot h \cdot f}$. Ordnet man zwei Niete in einem Querschnitte an, wodurch man jedoch an nutzbarer Lamellenfläche verliert, so kann die Entfernung doppelt so groß gemacht werden.

§ 7. Querkonstruktionen und Lager.

Der Zweck der Querkonstruktionen besteht bei kleineren Brücken in den meisten Fällen darin, die einzelnen Hauptträger zu einem gemeinsamen Ganzen zu verbinden und eine derartige Versteifung herbeizuführen, daß die Brücke auch den seitlich auf sie einwirkenden Kräften (Winddruck und Centrifugalkraft) zu widerstehen imstande ist. Man vergleiche darüber das in Kap. VII, § 16, S. 121 u. 122 Gesagte. Bei versenkter oder tiefliegender Fahrbahn, sowie bei ausgekragten Fußwegen tritt hierzu für die Querträger und Konsolen noch die Aufgabe, die Verkehrslasten auf die Hauptträger zu übertragen. Es ist demnach die Anordnung des Querschnitts der Brücke, sowie die Beschaffenheit der Brückenbahn maßgebend für die Art der Anordnung und Berechnung

der Querkonstruktionen. Bezüglich der Brückenbahn müssen Eisenbahnbrücken von Straßenbrücken unterschieden werden.

Für Eisenbahnbrücken zeigen die Figuren 1 bis 5, T. I die verschiedenen Anordnungen des Querschnitts bei eingleisiger Bahn. In den Fällen F. 1 u. 2 bilden die Querswellen die lastübertragenden Konstruktionsteile und ersetzen die Querträger, sodaß die Querverbindung der Hauptträger nur absteifend zur Wirkung gelangt. Bei der Anordnung F. 3 nehmen allerdings die Zwillings- oder Kastenträger die Schienenbelastung unvermittelt auf, dagegen wird die Belastung durch Personenverkehr von den Querträgern, sowie von den Konsolen auf die Hauptträger übertragen, vergl. § 3. Ein Gleiches findet bei der Anordnung F. 7, T. VIII statt. Bei den Anordnungen der Figuren 4 u. 5, T. I endlich wird sowohl der Bahn-, als auch der Fußgängerverkehr durch die Querträger auf die Hauptträger übertragen. In allen angeführten sechs Fällen sind in der Regel noch besondere Horizontal- oder Windverstrebrungen erforderlich, die an den oberen oder unteren Gurtungen der Hauptträger angebracht werden. Bei zwei- oder mehrgleisiger Bahn wird bei kleineren Brücken wohl stets die Bahn „oben“ angeordnet werden, sodaß drei oder mehr Hauptträger zur Verwendung kommen, die Querträger nur absteifend wirken und höchstens die Verkehrslast der Fußwege durch Konsolen auf die äußeren Hauptträger übertragen wird.

Bei Straßenbrücken kleinerer Spannweiten werden die Hauptträger häufig so dicht nebeneinander gelegt, als es das Fahrbahngerippe verlangt und dadurch Querträger erspart. In diesem Falle wird meist auch eine Windverstrebrung unnötig, da die Fahrbahn selbst eine genügende Versteifung darbietet. Ob die Anordnung von Querträgern vorteilhafter ist, vermag für den einzelnen Fall nur eine vergleichende Berechnung zu entscheiden, wobei auch die Wahl des Abdeckmaterials von Einfluß sein wird, siehe Kap. VIII, §§ 9 bis 16.

Die Verbindungen der Querkonstruktionen mit den Hauptträgern können je nach Wahl und Bestimmung der ersteren sehr verschiedenartig sein.

Querträger. Die Befestigung der die Rolle von Querträgern übernehmenden Querswellen auf den Hauptträgern (vergl. F. 1 u. 2, T. I) ist im Kap. VIII, § 2 ausführlich erörtert worden. Die in den Fällen F. 4 u. 5, T. I anzubringenden Querträger müssen stets so befestigt sein, daß sie möglichst eine Übertragung der Last auf die Gurten der Hauptträger vermitteln. Es ist daher die Befestigungsweise F. 16, T. III und F. 10, T. IX weniger zu empfehlen, als eine durch verlaschte Anschlußbleche und Winkeleisen auf die ganze Trägerhöhe bewerkstelligte Befestigung der Querträger, wie sie F. 2, T. III und F. 6 u. 11, T. IX zeigen. Als Querträger werden sich in vorliegendem Falle bei der geringen Höhe der Hauptträger stets vollwandige Träger eignen und zwar am besten Blechträger.

Der Abstand der Querträger richtet sich einerseits nach der Beschaffenheit des Deckmaterials, andererseits danach, daß bei der Horizontalverstrebrung zu spitze Winkel vermieden werden müssen, da an den Befestigungsstellen des Querträgers mit den Hauptträgern in der Regel auch die Windstreben ihre Befestigung finden (s. weiter unten).

Zwischenträger (Längsträger zweiter Ordnung) werden zur Aufnahme der Querswellen erforderlich (F. 9 u. 11, T. IX), wenn die Schienen nicht direkt oder mittels Langswellen auf den Querträgern befestigt werden (F. 6 u. 7, T. IX; F. 16, T. III) oder wenn bei Straßenbrücken die Fahrbahnanordnung Zwischenträger bedingt (F. 20 u. 21, T. II).

Die Zwischenträger können, wenn genügende Konstruktionshöhe vorhanden ist, auf die Querträger aufgelagert werden, meist jedoch erhalten sie eine gegen die Querträger vertiefte Lage; in beiden Fällen kann man sie als kontinuierliche oder als Träger auf zwei Stützen konstruieren; man vergleiche F. 9, 10 u. 11, T. IX; F. 12, T. VIII. Die letztere Art ist bei kleinen Brücken die gewöhnlichere. Bezüglich der Befestigung der Längsträger an die Querträger kann auf Kap. VIII, S. 204 verwiesen werden, der daselbst erwähnte gelenkförmige Anschluß ist in Fig. 18 vorgeführt.

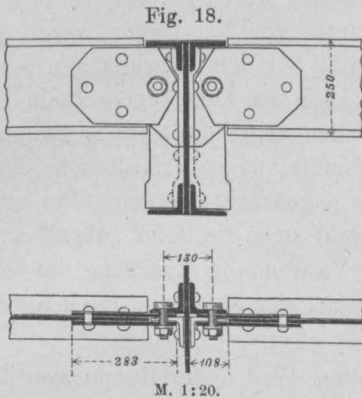


Fig. 20. Durchlaß der Bahn Berlin-Coblenz.
Lichtweite 2 m. M. 1:25.

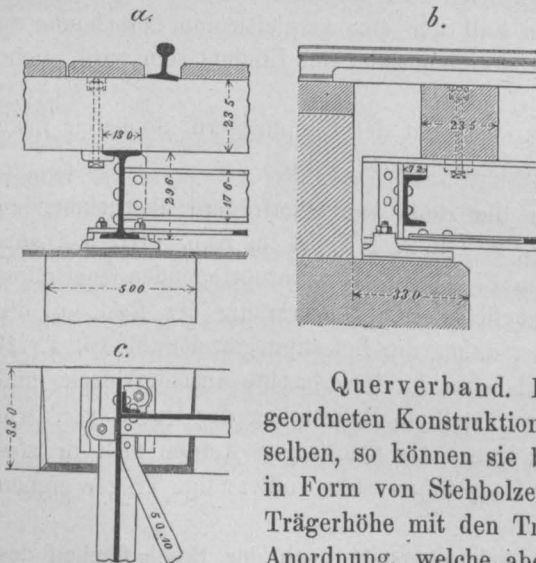


Fig. 19.
Durchlaß der Bahn Altenbeken-Holzminden.

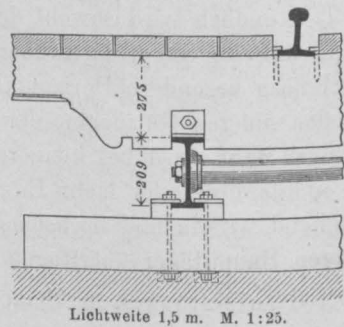
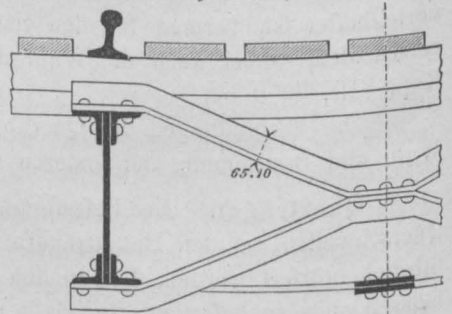
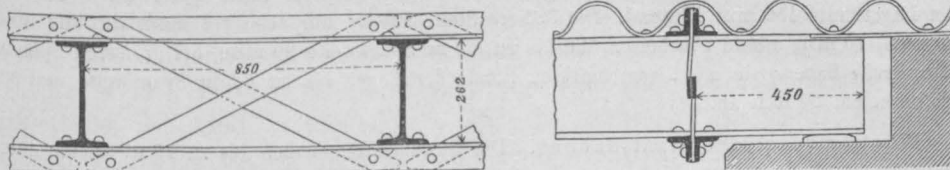


Fig. 21. Brücke über die Dreisam.
(Bahn Freiburg-Breisach.) M. 1:20.



Querverband. Dienen die zwischen den Hauptträgern angeordneten Konstruktionen nur zur Absteifung und Verbindung derselben, so können sie bei niedrigen Hauptträgern aus Rundeisen, in Form von Stehbolzen bestehen, welche meist in der Mitte der Trägerhöhe mit den Trägern verschraubt werden (Fig. 19), eine Anordnung, welche aber nicht empfohlen werden kann. Zweckmäßiger ist es, für derartige Riegel Formeisen, namentlich L-, \perp - oder \sqsubset -Eisen anzuwenden (Fig. 20 und F. 1, T. IX), wenn es sich anders um mässige, etwa bis 6 m betragende Spannweiten handelt. Bei größeren Spannweiten und dadurch bedingten größeren Trägerhöhen werden Gitter- oder Fachwerkskonstruktionen angewandt, wie F. 3, T. III; F. 7 u. 10, T. VIII; F. 2 u. 3, T. IX sie zeigen, die Anordnung der Fig. 21 bietet wegen der vielen Biegungen der Winkeleisen einige Schwierigkeiten, während die Anordnung Fig. 22, welche u. a. von Gerber nicht selten gewählt ist, einfach und für kleinere Brücken recht zweckmäßig erscheint.

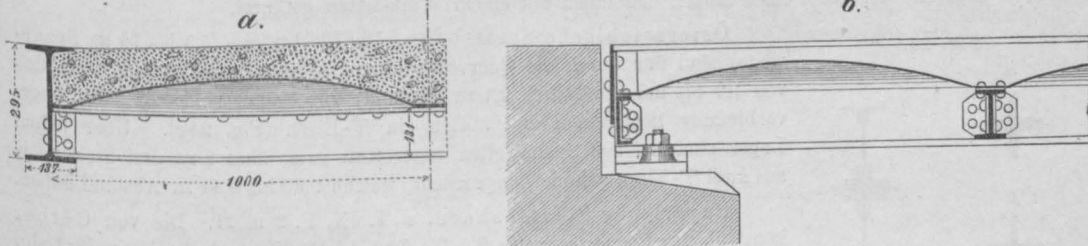
Fig. 22. M. 1:20.



Der Horizontalverband oder die Windverstrebung wird namentlich bei Eisenbahnbrücken wenigstens in einer Ebene, womöglich unmittelbar unter der Fahrbahn, erforderlich. Die Diagonalen werden aus Flacheisen, Winkleisen, \perp -Eisen oder \sqsubset -Eisen hergestellt und an den Kreuzungspunkten der Querträger und Hauptträger mit letzteren direkt oder mittels Anschlußblechen vernietet (F. 6, 9, 11, 14, T. IX).

Wenn bei Straßenbrücken die Fahrbahnplatte aus Zores-Eisen, Wellblech, Buckelplatten oder dergleichen hergestellt ist, so kann eine besondere Windverstrebung fehlen (Fig. 23).

Fig. 23. Fußgängerbrücke für Bahnhof Hannover.



Stützweite 9,90 m. M. 1:20.

Bei dem geringen Gewicht der kleinen Brücken wird es bisweilen erwünscht, außer der Horizontalverstrebung noch über den Pfeilern oder Widerlagern eine seitliche Stütze anzuordnen, wie dieselbe bei den Brücken aus gewalzten I-Trägern der Orleansbahn (F. 12, T. III) Anwendung gefunden hat.

Lager. Von den verschiedenen Lagerkonstruktionen kommen für kleinere Brücken hauptsächlich die festen Lager und von den beweglichen in der Regel die Gleitlager in Betracht. In neuerer Zeit ist man bestrebt, die Lagerplatten kurz zu machen, um die Angriffsstelle des Stützendrucks möglichst genau festzulegen; diesem Bestreben verdankt u. a. das in F. 1, T. XXI dargestellte, von Gerber angegebene Lager mit cylindrischer Lagerfläche seine Entstehung; bei demselben ist auch den elastischen Änderungen der belasteten Träger Rechnung getragen. Im übrigen wird auf Abschnitt C. dieses Kapitels (Lager und Pfeiler) verwiesen.

§ 8. Beispiele.

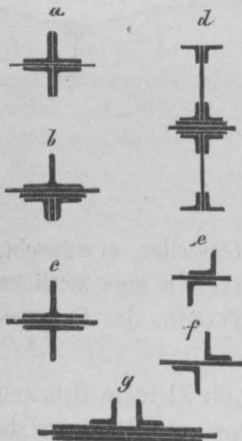
Nachstehende Beispiele ausgeführter Brücken mit Blechträgern mögen das in den vorigen Paragraphen Gesagte ergänzen und veranschaulichen.

Österreichische Südbahn und Nordwestbahn. Die Blechbrücken (bis zu 15 m Spannweite, s. T. IX, F. 1, 3, 6, 7, 9) sind vorzugsweise durch die Querverbindungen, welche stets durch zwei Winkleisen an die Blechwand angeschlossen sind, versteift; dieselben haben einen Abstand von 1,6 m. An der Außenseite der Träger ist an den Stellen der Querverbindungen weder ein Flacheisen, noch ein Winkleisen angeordnet, mit Ausnahme der mit den Stößen zusammenfallenden Stellen. Die Stöße selbst sind in der Regel bei jeder zweiten Querverbindung angeordnet. Über jedem Lager sind von 4,4 m Spannweite an zwei Steifen angeordnet; die innere Steife entspricht der letzten Querverbindung, außerhalb ist

hier ein 10 mm dickes Flacheisen von 180 mm Breite angenietet; die Mitte dieser Steife hat von der inneren Lagerkante 150 mm Abstand. Die äußere Steife besteht nur aus zwei außerhalb und innerhalb angenieteten, 10 mm dicken Flacheisen, die bis zu 6,5 m Spannweite 90 mm, bei größeren Spannweiten 180 mm Breite haben; sie steht vom äußeren Rande der Lager bis zu 6,5 m Spannweite um 30 mm, bei größeren um 50 mm ab.

Württembergische Staatsbahnen. Die Blechbrücken haben bis zu 15 m Spannweite. Als Hauptsteifen dienen die Querverbindungen oder Querträger, welche meist in Abständen von 2,25 m angeordnet sind. Wenn die Bahn unten liegt, so ist eine weitere Versteifung nicht vorhanden; wenn die Bahn oben liegt, so ist zwischen je zwei Querverbindungen auf der inneren Seite der Träger noch eine Steife angeordnet, welche bei Spannweiten von 5 bis 11 m aus einem Winkleisen, bei Spannweiten von 11 bis 15 m aus zwei Winkleisen besteht. Nur bei den Stößen, welche stets in der Mitte zwischen zwei Querverbindungen liegen, vertreten die doppelten Laschenplatten die Steifen. Die Querverbindungen sind bei Spannweiten bis zu 9 m durch ein Winkleisen, bei größeren Spannweiten durch zwei Winkleisen angeschlossen. An den Enden ist die Blechwand zunächst durch zwei außerhalb und innerhalb angenietete Bleche, welche bei Spannweiten über 7 m 340 bis 390 mm Breite haben, versteift; die letzten Querverbindungen und Querträger sind entweder unmittelbar am äußeren oder inneren Rande dieser Flacheisen angeschlossen; im ersteren Falle sind hier sowohl innen als außen zwei Winkleisen angeordnet, im letzteren Falle sind an der Querverbindung oder am Querträger nur innen ein oder zwei Winkleisen angeordnet; dafür ist der Rand nach außen und innen mit einem Winkleisen gesäumt.

Fig. 24.



Österreichische Staatsbahn. Die Blechträger (5,5 bis 19 m Spannweite) sind nur durch die Querverbindungen abgesteift, welche in Abständen von 1,9 bis 2,5 (im Mittel 2,1 m Abstand) angeordnet sind; an jeder Querverbindung liegt innen und außen ein T-Eisen (Fig. 24c). Über jedem Lager sind bei den Spannweiten unter 8 m zwei, über 8 m drei Steifen, je aus zwei T-Eisen gebildet, angeordnet, welche 0,30 bis 0,44 m Abstand haben.

Bayerische Staatsbahnen, s. T. IX, F. 2 u. 11. Die von Gerber konstruierten Blechträger von 3,5 bis 7 m Lichtweite und oberliegender Bahn sind an jeder Querverbindung durch zwei Winkleisen abgesteift; die Entfernung der Querverbindungen beträgt 1,9 bis 2,5, im Mittel 2,1 m. Zwischen je zwei Querverbindungen liegt noch eine Steife, welche aus zwei übereck angeordneten Winkleisen besteht (Fig. 24e, f); nur an den Stößen, welche entweder in den Querverbindungen oder in der Mitte zwischen denselben liegen, befinden sich die Winkleisen meist auf einer Seite (Fig. 24g). Über den Lagern ist stets nur eine Steife, welche aus vier Winkleisen besteht, angeordnet; dieselbe liegt über der Mitte der Lagerplatte und 160 mm vom Ende der Blechwand entfernt. Die Entfernung der beiden letzten Stützen ist kleiner, und beträgt ungefähr drei Viertel der Entfernung der mittleren

Stützen. Bei 1,5 bis 7 m Lichtweite haben die Winkleisen der dem Lager zunächst befindlichen besonderen Stützen 80 mm Schenkelbreite, 10 mm Dicke, die nächsten besonderen Stützen, zum Teil in Verbindung mit Stoßblechen, 70 mm Schenkelbreite, 10 mm Dicke.

Rheinische Eisenbahn. Blechbrücken bis zu 15 m Spannweite. Die Querverbindungen und Querträger haben 1,6 bis 2,5 m Abstand und sind durch zwei Winkleisen angeschlossen; bei Spannweiten über 6 m sind auch noch außen zwei Winkleisen mit einem zwischenliegenden Flacheisen angeordnet. Zwischen je zwei Querverbindungen oder Querträgern liegt noch eine Stütze, die bei Spannweiten unter 6 m aus einem Winkleisen, bei Spannweiten über 9 m aus vier Winkleisen (Fig. 24a) besteht. Über jedem Lager ist nur eine Stütze über der Mitte der Lagerplatte, aus vier Winkleisen bestehend, angeordnet.

Die Straßenüberbrückungen der Budapester Verbindungsbahn.¹²⁾ Mit Ausnahme der Donauquai-Brücken sind sämtliche Spannweiten von 8,3 m bis 16 m mit je zwei Blechbalken für je ein Gleis überbrückt; der Abstand derselben beträgt 2,8 m, während die ganze Breite der Brücken einschließlich der auf Konsolen ausgekragten Fußwege 4,4 m mißt. Das Verhältnis der Höhe der Hauptträger zur Stützweite schwankt zwischen $\frac{1}{11}$ und $\frac{1}{13}$. Bei Anlage des zweiten Gleises wird der eine Hauptträger unmittelbar an die eine Konsole der vorhandenen Konstruktion gelegt, sodafs nur der zweite Hauptträger

¹²⁾ Seefehlner. Die Straßenüberbrückungen der Budapester Verbindungsbahn. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1877, S. 697.

nach aufsen noch eine Konsole erhält. Die Querträgerentfernung beträgt 1,88 m bis 1,94 m; die Querträger bestehen aus Gitterwerk, an welchem die Zwischenträger (Schienenträger) mittels Winkeleisen befestigt sind. Die Windverstrebung befindet sich an den unteren Gurten der Hauptträger. Da verkehrsreiche Straßen unter diesen Brücken sich hinziehen, wurde unterhalb der Fahrbahn eine dachartige dichte Abdeckung aus Wellblech von 1,5 mm Stärke angeordnet.

Blechbrücke über die Boutonne in der Eisenbahnlinie von Rochefort nach Angoulême.¹³⁾ Die zweigleisige Brücke besitzt drei Öffnungen von 18 m, 24 m und 18 m. Die beiden Hauptträger von 2,2 m Höhe und 0,4 m Breite haben die Form von I-Trägern, an deren unterer Gurtung die 8,6 m langen und 0,7 m hohen Querträger aus Blech in 2,6 m Entfernung angeordnet sind. Zur Aufnahme der Schwellen dienen Zwischenträger (Längsträger zweiter Ordnung) von 0,35 m Höhe. Zur horizontalen Absteifung dient ein aus T-Eisen gebildetes Windstrebensystem, welches an die unteren Gurten der Hauptträger genietet ist. Die Blechwand des Hauptträgers besteht aus Blech von 10 mm Stärke und ist durch einen von Widerlager zu Widerlager durchgehenden, horizontalen mittleren Stofs mit aufgenieteter Lasche von 0,16 m Breite und 0,006 m Stärke in zwei Hälften von 1,090 m Höhe geteilt. Die obere Trägerhälfte besteht aus 14 Blechtafeln, von denen die mittleren 5,2 m, die beiden äusseren 2,9 m lang sind; die untere aus 13 Blechtafeln von 5,2 bzw. 4,7 m Länge, die Stöße sind somit gegeneinander versetzt. Die Gurtungen der Hauptträger bestehen aus je einer, abgesehen von den Stößen, durchlaufenden Lamelle von 0,4 m Breite und 10 mm Stärke, welche mittels ungleichschenkliger Winkeleisen von 120.90.15 mm so an die vertikale Blechwand angenietet ist, dafs der längere Schenkel der Winkeleisen horizontal, also an die Gurtplatte genietet wurde. Die übrigen Lamellen der Gurtungen sind in ihrer Länge und Stärke der Berechnung gemäfs angeordnet. Die Querträger bestehen aus einem vertikalen Blech von 0,644 m Höhe und 10 mm Stärke und zwei horizontalen Gurtungen von 0,350 m Breite und 0,028 m Stärke, welche durch vier Winkeleisen von 80.80.10 mm zusammengenietet sind. Mit den Vertikalabsteifungen der Hauptträger sind sie durch angelegte Laschen verbunden. Die Zwischenlängsträger bestehen aus 6 mm starkem Blech und vier angenieteten Winkeleisen von 55.55.7,5 mm. Am Kreuzungspunkt je zweier Windstreben ist in der Brückennachse unter den Querträgern ein Blechstück angebracht, mit welchem die Windstreben vernietet sind.

Die Lagerung wird durch Rollen von 0,44 m Länge und 0,1 m Durchmesser bewirkt, von denen auf den Widerlagern je 4, auf den Zwischenpfeilern je 6 angebracht sind. Das Aufrufen der Hauptträger wird durch eine unter ihren Enden angebrachte, auf der unteren Fläche in der Richtung der Brückennachse konvex abgerundete Platte vermittelt, wodurch bei elastischer Durchbiegung der Brücke ein zu starker Druck auf die äusseren Walzen vermieden wird.

Die Blechbrücken der Berliner Stadtbahn. Diese Brücken sind sowohl wegen der schwierigen Bedingungen, welche für ihren Bau gestellt werden mußten, als auch wegen ihrer guten Konstruktion sehr beachtenswert. Bei jedem der Bauwerke erfolgte die Lösung der Aufgabe entsprechend den besonderen Bedingungen; schematische oder Normal-Zeichnungen kamen nicht zur Anwendung. Das Studium dieser Brückenentwürfe kann demnach jedem Brücken-Ingenieur sehr empfohlen werden. Die allgemeinen Gesichtspunkte beim Entwerfen derselben waren:

- a. Möglichst gefälliges, der jedesmaligen Umgebung entsprechendes Aussehen, hauptsächlich zu erreichen durch klaren Aufbau, erst in zweiter Linie durch eine dem Material entsprechende Ausschmückung;
- b. Wasserdichte Abdeckung der Fahrbahn, damit nicht der Straßenverkehr durch Abtropfen des Tagewassers belästigt werde;
- c. Möglichste Verringerung des beim Befahren entstehenden Geräusches.

Aus letzterem Grunde wurde auf diesen Brücken die Bettung überall beibehalten; dieselbe wird durch eine Fahrbahntafel aus hängenden Buckelplatten getragen; Entwässerung durch Löcher an den tiefsten Stellen der Buckelplatten. Ein System von Rinnen führt das durchlaufende Wasser unschädlich ab. Man vergleiche: Die Berliner Stadt-Eisenbahn. Zeitschr. f. Bauw. 1884, S. 349—376; 1885, S. 1—16. Die Bauwerke der Berliner Stadt-Eisenbahn. Berlin 1886.

Litteratur,

Brücken mit vollwandigen Trägern betreffend.

Toni Fontenay. Schienenbrücke von 4 m Spannweite. Nouv. ann. de la constr. 1858, S. 162.
Fußgängersteg aus Blechbalken von 14 m Spannweite. Nouv. ann. de la constr. 1859, S. 149.

¹³⁾ Nouv. ann. de la constr. 1868, S. 17.

- Blechbalkenbrücke auf Schraubenpfählen. *Nouv. ann. de la constr.* 1860, S. 90.
- Brücke mit aus zwei T-Eisen zusammengeschweißten Trägern. *Engineer* 1863, II. S. 97.
- J. Foy. Widerstandsmomente und Gewichte von Blechbalken und I-Eisen. *Nouv. ann. de la constr.* 1863, S. 67, 92, 126 u. a.
- Blechbrücken (Zwillingsträger) der neapolitanischen Eisenbahnen. *Nouv. ann. de la constr.* 1864, S. 131.
- Die schmiedeisernen Brücken der Charing-Cross-Bahn. *Engineer* 1864, II. S. 233.
- Heusinger von Waldegg. Nidda-Brücke bei Rödelheim. *Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover* 1865, S. 61.
- J. Foy. Studien über Brücken aus Eisen. *Nouv. ann. de la constr.* 1865, S. 73.
- Hagen. Die Kanalisierung der oberen Saar. *Zeitschr. f. Bauw.* 1866, S. 41.
- Simon. Die eisernen Überbrückungen der Altenbeken-Holzmindener Eisenbahn. *Zeitschr. f. Bauw.* 1866, S. 49.
- Eisenbahnbrücken von 2 m Spannweite (Schienenträger). *Nouv. ann. de la constr.* 1866, S. 86.
- Love. Die Blechbrücken über die Boutonne in der Eisenbahnlinie von Rochefort nach Angoulême. *Nouv. ann. de la constr.* 1868, S. 17.
- Die Laufbrücke auf dem Marsfelde. *Nouv. ann. de la constr.* 1868, S. 50.
- Brücke auf dem Platz de l'Europe über den Bahnhof St. Lazare der Westbahn in Paris. *Nouv. ann. de la constr.* 1868, S. 59.
- Eiserne Brücken für Chausseen zweiten Ranges. *Nouv. ann. de la constr.* 1868, S. 62.
- Die Brücke über den Schnurtobel auf der Rigi-Bahn. *Allg. Bauz.* 1871, S. 423.
- Überführung der Eisenbahn von Paris nach Brest über die Bahn von Voves nach Chartres. *Nouv. ann. de la constr.* 1873, S. 91.
- Eisenbahnbrücke über den Blairas. *Nouv. ann. de la constr.* 1873, S. 93.
- Wegbrücke von Blechträgern von 4 m Spannweite. *Nouv. ann. de la constr.* 1875, S. 38.
- Eisenbahnviadukt über den Nith. *Engng.* 1875, II. S. 304.
- Entwurf einer Eisenbahnbrücke. *Deutsche allgem. polyt. Zeitung* 1876, S. 140.
- Eiserne Bahndurchlässe in Kurven. *Wochenschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver.* 1876, S. 181, 205.
- Die Brücke über die Ottorp in der Eisenbahnlinie Landskrona-Engelsholms. *Ingen.-Föreningens Forhandl.* 1877, S. 1.
- Eiserner Viadukt auf Schraubenpfählen i. Hafen von la Guaira in Caracas (Venezuela). *Nouv. ann. de la constr.* 1877, S. 36.
- Eiserne Brücken der Bahn von Orléans nach Chalons (Zwillingsträger). *Nouv. ann. de la constr.* 1877, S. 69.
- Brücken von 3 m, 3,75 m und 4,75 m lichter Weite. *Prakt. Masch.-Konstr.* 1877, S. 261.
- Straßenbrücke über den Kanal zwischen Leeds und Liverpool zu Audley. *Engineer* 1877, II. S. 339.
- Jul. Seefehlner. Die Straßenüberbrückungen der Budapester Verbindungsbahn. *Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover* 1877, S. 697.
- Die beiden Brücken in dem Rappersweiler Seedamme. *Eisenbahn* 1878, II. S. 85, 105.
- Entwürfe von kleinen Eisenbahn-Blechbrücken. *Prakt. Masch.-Konstr.* 1878, S. 163, 186.
- Rziha. Geschichtliches über Verwendung alter Eisenbahnschienen für Überbrückungen. *Wochenschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver.* 1878, S. 179.
- Blechbrücke zu Blackburn. *Engineer* 1878, II. S. 276, 282.
- Krohn. Dimensionierung von Blechbalkenbrücken. *Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing.* 1878, S. 487.
- Eiserne Brücken der Strecke Temesvár-Karansebes-Orsowa. *Allg. Bauz.* 1880, S. 22.
- Zweigleisige Blechbrücke der Pittsburg-Fort-Wayne-Chicago-Linie. *Engng.* 1880, I. S. 306.
- Straßenbrücke über den Irwell in Salford. *Engineer* 1880, I. S. 437.
- Normalien eiserner Blechbrücken für die indischen Staatsbahnen. *Engineer* 1881, II. S. 134.
- Brücke für ein Hafengleis bei Bremen. *Centralbl. d. Bauverw.* 1882, S. 95.
- Eine amerikanische eingleisige Eisenbahn-Blechbrücke. *American engineer* 1883, S. 116, 140 u. a.
- Die Coleman-Straßenbrücke in Singapore. *Engng.* 1884, I. S. 145.
- Die neue Quaibrücke in Zürich. *Schweiz. Bauz.* 1885, I. S. 4.
- Zimmermann. Trägheitsmomente, Widerstandsmomente und Gewichte genieteter Blechträger. II. Aufl. Berlin 1885.
- Lieferungsbedingungen für 16 Blechbrücken nach Indien. *Engineer* 1886, I. S. 72.
- Eisenbahnbrücke im Hafen zu Cadix. *Génie civil* 1887, II. S. 33.
- Die Brücke über die Avenue de Vincennes und die Rue de la route du cours in der Pariser Ringbahn. *Nouv. ann. de la constr.* 1888, S. 130.
- Zur Lieferung ausgeschriebene kleinere eiserne Brücken von 1,8 m bis 18 m Spannweite für die indischen Bahnen. *Engineer* 1888, II. S. 418.
- Les ponts métalliques pour voie de 1,00 m du chemin de fer d'intérêt local de Lyon-St. Just à Mornant. *Revue générale des chemins de fer* 1888, S. 366.

Zweiter Abschnitt.

Brücken mit Fachwerkträgern.

§ 9. Einleitung.

(Von den Herausgebern.)

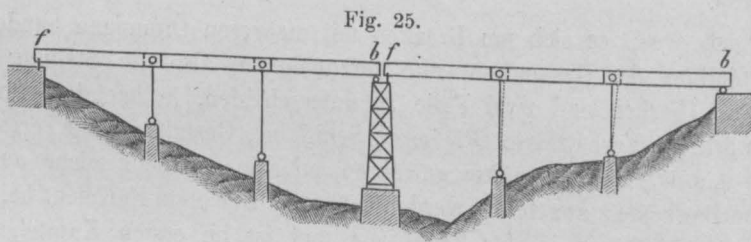
Bevor auf die Besprechung der Einzelheiten der Balkenbrücken mit Fachwerkträgern eingegangen wird, scheint es uns angezeigt, bezüglich dieser am meisten verbreiteten Brückenart einen Blick auf die Behandlung der generellen Entwürfe zu werfen. Es handelt sich hauptsächlich darum, dem Leser das Aufsuchen derjenigen Stellen des Werkes zu erleichtern, welche ihm bei dem generellen Entwurf einer Brücke dienlich sein können.

Es werde angenommen, daß die Voruntersuchungen, von denen namentlich in den Paragraphen 7, 8, 9, 10 und 13 des ersten Kapitels die Rede gewesen ist, abgeschlossen seien, daß also ein Programm vorliege, welches das Querprofil des Terrains und des Flußlaufs an der Brückenbaustelle (wenn ein solcher vorhanden ist), die Höhenlage der Brückenbahn, die Breite derselben, die Gesamtlichtweite, vorkommenden Falls auch die Höhen und Weiten der Hauptöffnungen u. s. w. festlegt oder aber gewisse leitende Gesichtspunkte für die betreffenden Bestimmungen enthält. Letzteres wird beispielsweise bezüglich der Höhenlage der Brückenbahn nicht selten derart der Fall sein, daß eine möglichst tiefe Lage derselben gefordert wird. Ein solches Programm gestattet alsdann, die verfügbare Konstruktionshöhe (vergl. S. 125 des VII. Kapitels, „Einfluß der Höhenverhältnisse“) zu beurteilen und somit einen vorläufigen Blick auf die Hauptform des Querschnitts.

Weiter ist, wenn es sich um Brücken mit mehreren Öffnungen handelt, eine angemessene Einteilung der Gesamtlichtweite vorzunehmen, also die Stellung der Pfeiler zu untersuchen. Hierbei sind zwei Fälle zu unterscheiden, je nachdem für die Weite der Öffnungen örtliche Verhältnisse (Flößerei, Schifffahrt, Gestaltung des Terrains, Bodenbeschaffenheit u. s. w.) Anhaltspunkte gewähren, oder je nachdem solche aus den Rücksichten auf die Baukosten abgeleitet werden müssen. Der erste Fall liegt bei den Hauptöffnungen der Strombrücken in der Regel vor und ist im ersten Kapitel, S. 46 u. ff. besprochen, der zweite Fall tritt namentlich bei Thalbrücken (Viadukten), mitunter auch bei den Flutöffnungen der Strombrücken ein und ist in § 14 des VII. Kapitels erörtert. Unerwähnt darf nicht bleiben, daß auf den angegebenen Wegen keine unabänderliche Festlegung der Lichtweiten der einzelnen Öffnungen zu erfolgen pflegt, und es steht gewöhnlich nichts im Wege, die Pfeilerentfernungen unter Berücksichtigung der anzuwendenden Hauptträger-Art (vergl. § 15 des ersten und die §§ 10 und 11 dieses Kapitels) genauer festzulegen. Dies wird namentlich dann der Fall sein, wenn die Verwendung von kontinuierlichen Trägern oder von Trägern mit schwebenden Stützpunkten ins Auge gefaßt wird.

Die Einteilung der Gesamtlänge nach dem Grundsatz möglichst Einschränkung der Baukosten setzt, wie § 14 des VII. Kapitels ergibt, bestimmte Annahmen über die Hauptabmessungen und über die Konstruktion der Pfeiler voraus. Es ist erforderlich, auch diesen Punkt zeitig in Erwägung zu nehmen, wobei die §§ 14, 17 und 18 des ersten Kapitels zu Rate gezogen werden können. Hierbei beantwortet sich dann auch die Frage, wie groß die Stützweite der Hauptträger anzunehmen ist, jedoch auf etwas verschiedenem Wege, je nachdem der eine oder der andere der vorhin erwähnten Fälle vorliegt.

Bei Strombrücken ist die Lichtweite in Wasserhöhe gegeben und man erhält unter Annahme bestimmter Stärken und Formen der Pfeiler die Lage der Pfeilerkanten in der Höhe der Auflager und sodann die Stützweiten; hierbei kann für Steinpfeiler F. 14, T. I verwertet werden, auch Unterabteilung C. dieses Kapitels ist zu vergleichen. Bei Thalbrücken und in ähnlichen Fällen kann dagegen der Abstand von Pfeilermitte zu Pfeilermitte nicht selten angenommen und daraus die Stützweite abgeleitet werden, wofür bei Steinpfeilern F. 22, T. I, bei eisernen Pfeilern T. IV der fünften Abteilung einige Anhaltspunkte gewähren. Wenn eiserne Mittelpfeiler verwendet werden, ist dahin zu streben, den Trägern die bei Temperaturveränderungen nötige Ausdehnungsfähigkeit (im positiven und negativen Sinne) zu geben, ohne daß dadurch die eisernen Pfeiler auf Biegung beansprucht werden. Dieser Zweck kann durch Anordnung von Pendelpfeilern erreicht werden, am besten wohl in Verbindung mit Gerber'schen Gelenkträgern. An Stelle der letzteren können auch entweder kontinuierliche oder gewöhnliche, je auf zwei Stützpunkten gelagerte Balkenträger Verwendung finden, welche aber so gelagert werden müssen, daß die Nachbarträger auch wirklich voneinander unabhängig sind. Ferner ist zu beachten, daß das eine Auflager am Ende sämtlicher Öffnungen ein festes, dasjenige am anderen Ende der Brücke ein bewegliches sein muß. Wenn aber die Brücke eine größere Zahl von Öffnungen aufweist, so können die Pendelpfeiler, welche nahe dem beweglichen Auflager sind, unter Umständen sehr große Ausschlagwinkel zeigen, d. h. sich sehr schief stellen. Man vermeidet dieses durch Einschalten eines oder mehrerer Pyramidenpfeiler, auf welchen dann je ein festes und ein bewegliches Auflager angebracht werden muß, s. Fig. 25.



b bewegliches Auflager, *f* festes Auflager.

Aus der Stützweite entwickelt sich die Höhe der Hauptträger, wenn man Parallelträger annimmt, bzw. es entwickeln sich die Haupthöhen derselben, wenn Träger mit gekrümmten Gurten angenommen werden. Bei diesen Bestimmungen sind die bezüglichen, auf Tafel I enthaltenen Angaben mit Nutzen zu verwenden; man vergleiche selbst „Höhen h_0 und h_1 “, sowie F. 15.

Hand in Hand mit den in vorstehendem besprochenen Erwägungen, welche eine vorläufige Festlegung der Hauptansichtslinien des Bauwerks zum Zweck haben, ist das

Querprofil desselben zu untersuchen. Anzahl und Entfernung der Hauptträger (s. Kap. VII, §§ 17, 18, 19) legen sich bei Eisenbahnbrücken und bei Straßenbrücken mit tiefliegender Fahrbahn ziemlich leicht und unabhängig von der Konstruktion der Brückentafel fest, während bei Straßenbrücken mit hochliegender Bahn dies nicht geschehen kann, ohne daß für jene eine bestimmte Anordnung (s. Kap. VIII, § 10 u. ff.) angenommen wird. Im allgemeinen gilt als Regel, daß bei kleineren Stützweiten eine gröfsere Anzahl von Hauptträgern am Platze ist, als bei gröfsere.

Weiter sind für die Brückendecke und die Brückentafel, bezw. bei Eisenbahnbrücken für die Fahrbahn, die Konstruktionen angemessen auszuwählen und es ist namentlich die Höhe, welche dieselben beanspruchen, an Hand der Angaben des VIII. Kapitels festzustellen, weil dieselbe bei Bestimmung des Abstandes zwischen Fahrbahn und Hauptträgerkante in Betracht kommt. Untersuchungen über die Hauptabmessungen des Fahrbahngerippes (vergl. namentlich Kap. VIII, § 16) schliefsen sich an, um zu der Höhe zu gelangen, welche die gesamte Brückenbahn beansprucht, ein Mafs, welches namentlich dann wichtig ist, wenn es sich um Bauwerke mit beschränkter Konstruktionshöhe handelt.

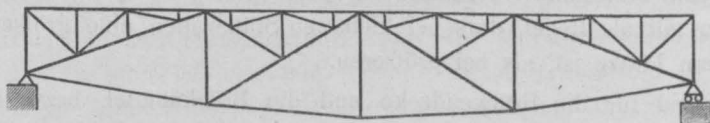
Von besonderer Bedeutung ist ferner die Bestimmung des Abstandes der Querträger, weil hierdurch die Lage der Knotenpunkte der Hauptträger hauptsächlich bedingt ist. Lastpunkte, also Querträger, zwischen den Knotenpunkten müssen bekanntlich möglichst vermieden werden, weil durch dieselben in die einzelnen Stäbe aufer den axialen Spannungen auch Biegungsspannungen kommen und dann eine vollständige Ausnutzung des Materials unmöglich wird. Die Lage der Knotenpunkte ist aber wieder auf die Anordnung der Gitterstäbe (Diagonalen und Vertikalen) im Hauptträger von Einfluß, sodaß die ganze Trägerform von dem Abstände der Querträger abhängt. Zu beachten ist, daß die Höhe h des Trägers (bezw. dessen Mittenhöhe bei Trägern mit krummen Gurtungen) in einem nicht sehr veränderlichen Verhältnisse zu der Stützweite L steht ($\frac{h}{L} = \frac{1}{7}$ bis $\frac{1}{12}$) und daß es sich nicht empfiehlt, den Winkel der Diagonalen gegen die Horizontale viel gröfser oder viel kleiner als 45° zu wählen. Andererseits sind sehr grofse Querträgerabstände und dadurch bedingte sehr lange Längsträger zweiter Ordnung nicht gut. Bei mittleren Stützweiten bis zu etwa 45 m oder 50 m kann man mit Knotenpunktabständen (Feldweiten) von höchstens 4,5 m bis 5 m, welches Mafs man nicht gern überschreitet, wohl auskommen. Bei gröfsere Stützweiten werden, wenn obige Bedingungen (betreffs der Trägerhöhe und der Diagonalenwinkel) erfüllt werden sollen, die Querträgerabstände sehr grofs, 6 m und mehr, Weiten, welche man thunlichst vermeidet. Um auch bei solchen Trägern kleinere Feldweiten zu erhalten, kann man verschiedene Mittel anwenden:

1. Man ordnet zwei- oder mehrfaches Fachwerk an (F. 1, T. XII), wodurch zwischen den Knotenpunkten, welche sich bei einteiligem Fachwerke ergeben, zwei oder mehrere Knotenpunkte geschaffen werden, an welchen man die Querträger anbringen kann.

2. Man schafft für die Querträger Zwischen-Knotenpunkte, indem man die Last der Querträger, welche zwischen die Knotenpunkte des Hauptsystems fallen, auf die Knotenpunkte derjenigen Gurtung überträgt, welche nicht an der Fahrbahn liegt. Diese Anordnung findet sich nur, wenn das Gitterwerk aus zwei Scharen Diagonalen besteht und ist sowohl bei Parallelträgern, wie bei Trägern mit gekrümmten Gurtungen möglich. Die betreffenden Vertikalen werden bei obenliegender Fahrbahn auf Druck, bei untenliegender Fahrbahn auf Zug beansprucht (Tafel XI, Brücke über den Main bei Wertheim).

3. Endlich wendet man auch sekundäre Konstruktionen an, welche zwischen die Knotenpunkte des Hauptsystems eingeschaltet werden in der Art, wie F. 28^{u.d} (System Pettit, s. § 10, S. 428) zeigt oder wie es neuerdings Gerber vielfach anordnet (Fig. 26).

Fig. 26. Isar-Brücke bei Landshut.



Für die Wahl der Art des Fachwerks ist noch zu beachten, daß die Konstruktion der zwischen den Hauptträgern nötigen Querversteifung sehr viel einfacher wird, wenn eine Schar Vertikalen vorhanden ist, also die Querversteifung in die lotrechten Ebenen gelegt werden kann, als bei zwei Scharen Diagonalen. In letzterem Falle ist die Querversteifung in geneigte Ebenen zu legen, was besonders bei untenliegender Fahrbahn recht schwierige Einzelanordnungen bedingt.

Über die in vorstehendem kurz besprochenen Punkte vergleiche man die eingehenderen Erörterungen in § 10 unter I.

Betreffs der oben angegebenen Werte für das Verhältnis $\frac{h}{L}$ ist noch etwas nachzutragen. Diese Werte können unter Umständen zweckmäÙig verlassen werden; hauptsächlich wird sich das empfehlen, wenn bei untenliegender Fahrbahn und mittelgroßer Stützweite eine Querversteifung über der Fahrbahn angebracht werden soll. Brücken ohne solche Querversteifung sind möglichst zu vermeiden, wegen der sehr groÙen möglichen Verdrehung der Hauptträger. Die Querversteifung über der Fahrbahn bedingt aber eine geringste theoretische Trägerhöhe von rund 5,5 m; bei groÙen Stützweiten, etwa über 40 m, ist es nicht schwierig, diese Höhe zu erhalten. Bei kleinen Stützweiten, etwa unter 25 m, kann die obere Querversteifung wohl entbehrt werden; schwierig ist die Anordnung nur bei mittleren Weiten, etwa von 30 bis 40 m. Alsdann ist es meistens zweckmäÙig, die Trägerhöhe so groÙ zu wählen, daß eine obere Querversteifung auf der ganzen Brücke möglich ist, unbekümmert darum, ob das Verhältnis $\frac{h}{L}$ etwas gröÙer wird, als $\frac{1}{7}$.

Endlich ist noch zu beachten, daß sowohl in ästhetischem wie konstruktivem Interesse dahin zu streben ist, möglichst gleich groÙe Felderlängen zu erhalten. Wenn wie bei schiefen oder auch wohl bei geraden Brücken abweichende Feldlängen nicht vermieden werden können, so sind dieselben in die Endfelder zu verweisen.

Wegen einer theoretischen Untersuchung über denjenigen Abstand der Querträger der Fachwerksbrücken, welcher den geringsten Materialaufwand mit sich bringt, sei auf Winkler. Querkonstruktionen. 2. Aufl. (Wien 1884), S. 226 verwiesen mit dem Hinzufügen, daß die bezüglichlichen auf S. 203 des VIII. Kapitels gemachten Angaben nur für Blechträger und allenfalls für engmaschige Gitterträger Giltigkeit haben.

Das Endergebnis aller vorstehend besprochenen Arbeiten ist eine schematische Darstellung des Bauwerks nach Art der auf den Tafeln vielfach vorkommenden (man vergleiche u. a. T. XI, F. 1, 2, 4 u. 5), in welcher auch eine Andeutung der Hauptlinien der Querverbände nicht fehlen darf.

Nachdem die Arbeit soweit gediehen ist, treten die Berechnungen in den Vordergrund; einige derselben werden zwar schon während des vorhin Besprochenen einfließen, um die vorteilhafteren Anordnungen thunlichst zu ermitteln. Es empfiehlt sich,

von den Trägern des Fahrbahnnetzes auszugehen, weil man dann in Betreff des anzunehmenden Eigengewichtes stets gute Daten zur Verfügung hat. Das Eigengewicht der Fahrbahn und der Fahrbahntafel ist bekannt, ebenso das Gewicht der schwersten Verkehrslasten. Danach können also die Längsträger zweiter Ordnung berechnet und deren Querschnitte bestimmt werden. Jetzt kann man auch die Querträger genau berechnen und deren Querschnitte ermitteln. Für die Ermittlung der Spannungen in den einzelnen Teilen der Hauptträger (s. Kap. IX) sind nun alle Belastungen bekannt mit Ausnahme der Eigengewichte der Hauptträger selbst. Letztere können nach den Angaben im Kap. VII, § 2 zunächst angenommen werden; dabei wird bemerkt, daß, wie daselbst nachgewiesen ist, selbst ziemlich große Fehler in der Annahme dieses Eigengewichts nur geringen Einfluß auf die Größe der nötigen Querschnitte haben. Man kann solche Fehler durch eine nachherige Kontrollrechnung, bei welcher die Gewichte des Hauptträgers auf Grund der ermittelten Spannungen eingesetzt werden, leicht verbessern; meistens ist das bei sorgfältiger Prüfung der Annahmen nicht nötig. Jedenfalls empfiehlt es sich, die Stabquerschnitte so zu wählen, daß eine nachträgliche Vergrößerung oder Verringerung um einige Quadratcentimeter im Projekte keine Schwierigkeiten macht. Es sei hier wiederholt, daß die Abschnitte C., D., E. und F. des IX. Kapitels für sich verständlich sind, daß der Leser somit an das Studium der vorhergehenden Abschnitte jenes Kapitels nicht unbedingt gebunden ist. Bei Berechnung des Fahrbahngerippes ist § 15 des VIII. Kapitels zu verwenden, die Berechnung des Querverbandes und des Horizontalverbandes wird weiter unten (unter B.) besprochen werden, ferner ist hier auf § 13 dieses Kapitels (Rechnungsmäßige Ermittlung der Stabquerschnitte) hinzuweisen. Die ermittelten Spannungen schreibt man wohl in das Träger- bzw. in das Querschnitts-Schema ein, vergl. Fig. 73, S. 340.

Nachdem dann generelle Untersuchungen über die Art der Aufstellung der Brücke und über die betreffenden Kosten angestellt sind, hat die Ausarbeitung eines Kostenüberschlages zu erfolgen. Bei diesen Arbeiten ist § 35 der fünften Abteilung dieses Werkes (Baukosten eiserner Brücken) zu Rate zu ziehen, bezüglich des Materialverbrauchs bei den Montierungsgerüsten auch T. I der vorliegenden Abteilung, s. F. 23, 24 und 27 derselben. Im allgemeinen gestaltet sich der Kostenüberschlag für eine eiserne Brücke vergleichsweise einfach.

In vorstehendem wurde vorausgesetzt, daß eine gerade Brücke mit gerader Mittellinie zu bearbeiten sei; es ist jetzt noch auf diejenigen Stellen dieses Buches hinzuweisen, woselbst Brücken ungewöhnlicher Art besprochen sind.

Für Kurvenbrücken vergleiche man namentlich § 5 des VII. Kapitels (Centrifugalkraft in Kurven), S. 123 desselben (Rücksichten auf die Situation der Brücke), § 17 desselben (Trägerentfernung), § 2 des VIII. Kapitels (Anordnung der Querschnitte), auch F. 17, T. I (Vermehrung des Konstruktionsgewichtes).

Ferner für schiefe Brücken und Fächerbrücken S. 123 und § 22 des VII. Kapitels, auch die vorhin genannte Figur; für Brücken in starken Steigungen S. 33 des VII. Kapitels (Kräfte, welche in der Richtung der Fahrbahn wirken), endlich für Brücken, welche Straßen und auch Eisenbahnen aufnehmen, den § 20 des VII. Kapitels.

Wenn einfache Aufgaben des Brückenbaues vorliegen, namentlich wenn es sich um Bauwerke von mäßiger Spannweite mit einer oder mit wenigen Öffnungen handelt, kann das Ergebnis der in vorstehendem besprochenen Arbeiten derart sein, daß sich auf Grund einer einmaligen generellen Bearbeitung des Entwurfs sofort die spezielle Bearbeitung desselben vornehmen läßt. In allen verwickelten Fällen ist aber zu be-

achten, daß jede grössere Aufgabe des Ingenieurwesens verschiedene Lösungen zuläßt, und daß die Anzahl solcher Lösungen in der Regel umso grösser ausfällt, je schwieriger die Aufgabe ist, welche vorliegt. In solchen Fällen ist es somit angezeigt, eine Reihe von Vorprojekten zu bearbeiten, um durch vorurteilsfreie Abwägung ihrer Vorteile und Nachteile zu dem besten unter ihnen zu gelangen. Es mag hier auch, wie schon in § 10 des I. Kapitels geschehen ist, darauf hingewiesen werden, daß bei Bauwerken ersten Ranges die Eröffnung von Konkurrenzen zweckmässig werden kann; ein neuerer sehr beachtenswerter Fall dieser Art ist unten namhaft gemacht.¹⁴⁾

Die folgenden Abschnitte behandeln nun hauptsächlich, wenngleich nicht ausschliesslich das, was bei der detaillierten Bearbeitung eines Brückenentwurfes beachtet sein will; es sollen erörtert werden:

- unter A. die Hauptträger der Fachwerksbrücken,
- unter B. ihr Quer- und Längsverband,
- unter C. die Lager und die Pfeiler.

Zum Schlusse werden eine Reihe ausgeführter Fachwerksbrücken beispielsweise besprochen werden.

A. Die Hauptträger.

§ 10. Vergleichende Übersicht der Trägerarten. Einzelträger.

Obwohl bereits im ersten Kapitel eine allgemeine Übersicht der Systeme gegeben wurde und obwohl wir im IX. Kapitel vielfach Gelegenheit hatten, die Eigentümlichkeiten der verschiedenen Fachwerksträger kennen zu lernen, erscheint es doch angemessen, hier einen Überblick zu geben, welcher insbesondere die konstruktiven Eigentümlichkeiten der einzelnen Systeme hervorhebt.

I. Träger mit geraden Gurten.

Die Hauptform der Träger mit geraden Gurten (Parallelträger und Trapezträger) giebt zu Bemerkungen vergleichsweise wenig Veranlassung; es handelt sich hier hauptsächlich um die verschiedenen Anordnungen der Füllungsstäbe, deren Mehrzahl auch bei den Trägern mit polygonalen Gurten vorkommt.

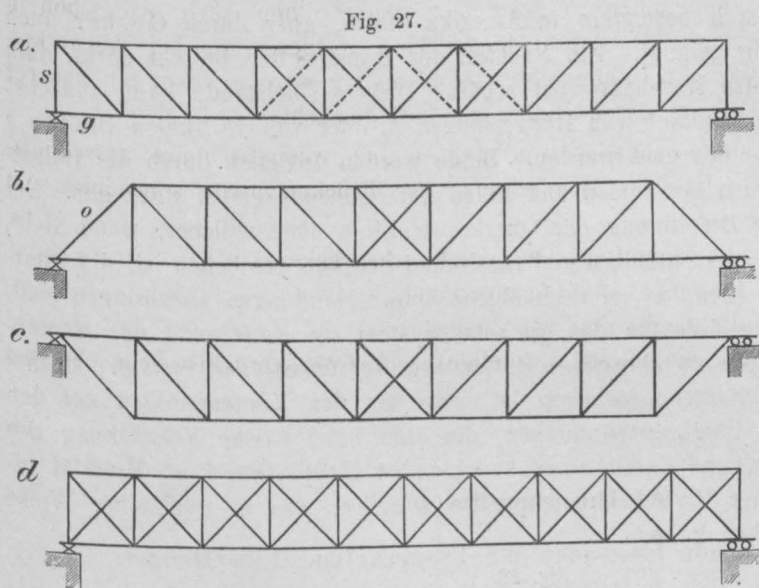
1. Das einfache und doppelte Fachwerk (in Deutschland mitunter System Mohnié genannt) (Fig. 27). Der Obergurt wird auf Druck, der Untergurt auf Zug beansprucht, die Diagonalen des einfachen Fachwerkes erleiden in den den Stützen näherliegenden Feldern nur Zug, werden daher oft nur aus schlaffen Bändern hergestellt, was billiger als die Durchführung mittels steifer Konstruktionsformen sich erweist. Im ersteren Falle müssen jedoch in jenen Feldern, wo die Transversalkraft sowohl positiv als negativ werden kann, Gegendiagonalen eingeschaltet werden. Die von zufälliger Last herrührende Spannung des Untergurtes g (Fig. 27 *a*) im letzten Felde ist gleich Null; der Ständer s hat nur den Stützendruck zu übertragen; bei Fahrbahn oben hat man daher g oft ganz weggelassen und an Stelle des Ständers s den Pfeiler gesetzt, wodurch am Eisen eine Ersparnis erzielt wird; bei Fahrbahn unten finden wir den Abschluß in der in Fig. 27 *b* gezeigten Weise, o wird auf Druck in Anspruch genommen.

¹⁴⁾ Preisbewerbung um den Entwurf einer festen Straßensbrücke über den Neckar bei Mannheim. Centralbl. d. Bauverw. 1887, S. 430 u. folg.

Die Vertikalen werden stets steif konstruiert. Die Anordnung solcher Fachwerke hat den Vorteil, daß die Vertikalen eine leichte Anbringung des Querverbandes ermöglichen. Senkrecht zur Trägerwand stehende Anschlußbleche, welche zwischen die JL-Eisen, aus denen man die Vertikalen konstruiert, befestigt werden, ermöglichen einen

leichten Anschluß der Querträger bei Bahn unten, bei Bahn oben einen solchen der Querverstrebung.

Die für kleine Spannweiten relativ sehr leichten Konstruktionen dieser Art haben sich bei genieteten Anschlüssen indessen namentlich in Österreich nicht bewährt und werden von den größeren Bahngesellschaften grundsätzlich gemieden. Die entdeckten Gebrechen der Brücke bei Kralovic der Prag-Duxer



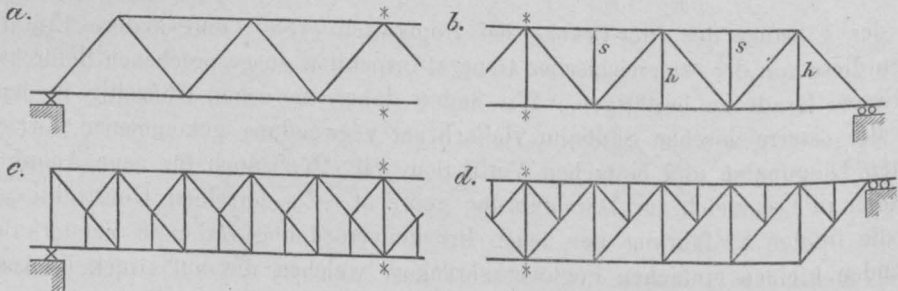
Bahn, der Einsturz der Itter-Brücke bei Hopfgarten (1886) und andere Erfahrungen scheinen diese von der österreichischen General-Inspektion ausgesprochenen Befürchtungen in gewissem Grade zu bestätigen. Wir finden daher die schon frühzeitig in den Normen der österreichischen Südbahn vielfach zur Verwendung gekommenen Formen mit doppelten Diagonalen und einfachen Vertikalen (Fig. 27 d) auch für neue Anordnungen namentlich in Österreich zur Durchführung gebracht. Zu derselben Konstruktionsweise führte die infolge Einführung der neuen Brückenverordnung verlangte Verstärkung der bestehenden kleinen einfachen Fachwerksbrücken, welchen die auf Druck in Anspruch genommenen Diagonalen einfach beigelegt wurden.¹⁵⁾ Diese Systeme haben insbesondere für Stützweiten von 15 bis etwa 35 m Verwendung gefunden. Die Gitterstäbe werden an den Kreuzungsstellen vernietet¹⁶⁾ und hierbei möglichst direkt auf die Stehbleche der meist nach dem T-Profil gebildeten Gurte befestigt, wobei man die Verwendung von doppelschnittigen Nieten und symmetrische Gurt-Anknüpfungen anstreben wird. Die ökonomisch vorteilhaftesten Konstruktionen sind jene mit oberliegender Bahn, bei welchen die Hauptträger etwa 1,5 bis 2 m voneinander abstehen und die Querswellen tragend konstruiert werden. Bei beschränkter zulässiger Konstruktionshöhe wird die Fahrbahn unten angeordnet, jedoch hierdurch ein wesentlich größeres Eigengewicht hervorgerufen.

¹⁵⁾ L. Hufs. Die Verstärkung eiserner Brücken in Österreich. Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1889, Heft 2.

¹⁶⁾ Bei den Zerreißproben, welche mit mehreren ganzen Brücken 1889 im Etablissement Gridl zu Wien auf Veranlassung des österr. Ing.- u. Arch.-Vereins vorgenommen wurden, zeigte sich tatsächlich die Vernietung an den Kreuzungsstellen von wesentlichem Einfluß. Ein Fehlen dieser Nieten führte die Brücken früher zum Bruche. Näheres in dem 1890 erscheinenden Berichte.

2. Das einfache Netzwerk (nicht selten System Warren oder Neville genannt). In seiner Urform ist das einfache Netzwerk durch Fig. 28a dargestellt; dasselbe erfordert bei gleicher Konstruktionshöhe und Spannweite etwas weniger Material als das einfache Fachwerk. Die Ständer fallen weg, die Fahrbahn mag oben oder unten liegen. Dieses Dreiecks-System ist insbesondere in Amerika üblich, aber durch Gerber auch in Europa zur Anwendung gelangt. Ein Nachteil der Konstruktion besteht darin, daß man verhältnismäßig große Maschenweiten erhält. Diesem Übelstande kann zunächst bei Bahn unten durch Einschaltung von Hängestangen h , oder von vertikalen Streben s bei Bahn oben (Fig. 28b) begegnet werden. Beide werden lediglich durch die Belastung des Feldes in Anspruch genommen und fallen durchgehends gleich stark aus. Bei Fahrbahn unten wird die Befestigung der Querkonstruktion umständlicher, wenn nicht, wie dies in neuerer Zeit bei sächsischen und russischen Brücken geschehen ist, die Querträger frei aufgelagert werden, wobei noch eigene Querverbindungen anzubringen sind. Bei größeren Spannweiten fällt für das einfache System die Entfernung der Knotenpunkte größer aus, als die zweckmäßige Entfernung der Querträger beträgt. Ordnet man letztere, wie das mitunter geschehen ist, zwischen den Knotenpunkten auf den Gurten an, so entstehen Biegungsspannungen, die eine beträchtliche Verstärkung des Gurtes notwendig machen und damit einen bedeutenden Mehraufwand an Material erfordern. Man muß daher Zwischenknotenpunkte schaffen, was in zweifacher Weise (siehe 3. und 4.) geschehen kann.

Fig. 28.

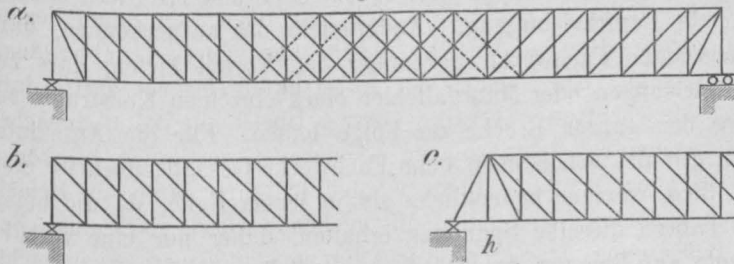


3. Bei den insbesondere in Amerika üblichen, in Fig. 28c und d dargestellten Konstruktionen werden die Zwischenpunkte mittels sekundärer Fachwerke an das Hauptfachwerk gehängt oder gestützt (c Fahrbahn unten, d Fahrbahn oben). Diese von Pettit insbesondere bei amerikanischen Konstruktionen eingeführten Träger sind statisch bestimmt; man vergleiche Kap. IX, S. 328. Ein Nachteil liegt darin, daß die auf Druck und damit Knickung in Anspruch genommenen Vertikalen keine Zwischenunterstützung erhalten, daher besonders steif konstruiert werden müssen. Auch in Europa hat Gerber in neuerer Zeit ähnliche Ausführungen beschafft, vergl. Fig. 26, S. 424.

4. Das zweifache Fachwerk (Fig. 29) für Spannweiten von 35 m aufwärts eine der beliebtesten Konstruktionen, begegnet dem angeführten Übelstande durch Verdoppelung des einfachen Systems. Die Vertikalen werden durchgehends steif, die Diagonalen meist schlaff konstruiert, was zu den in der Theorie bereits näher erörterten Gegen-diagonalen führt. Einige konstruktive Schwierigkeit bereitet bei diesen und ähnlichen mehrteiligen Systemen der Endabschluß, da die stärksten Diagonalen der Endfelder in einem Knotenpunkt zusammengeführt werden müssen. Die Diagonalen eines Systems in der Mitte des Ständers anzuschließen (Fig. 29b) ist fehlerhaft, da Biegungsspannungen ent-

stehen. In Amerika hat sich insbesondere Linville um die Einführung des doppelten Fachwerkes verdient gemacht, weshalb dasselbe dort wohl auch nach ihm den Namen

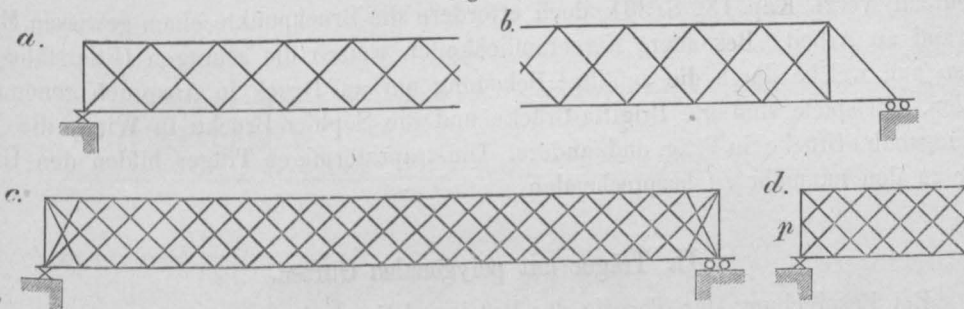
Fig. 29.



führt. Der Abschluss wird beim System Linville wie unter Fig. 29 c vorgenommen. Begegnet auch bei Durchführung von Bolzenverbindungen die Anordnung keinen wesentlichen Schwierigkeiten, so ist doch zu

bemerken, daß die dünne erste Hängestange h neben den kräftigen Diagonalen unschön wirkt. Das Aussehen des schrägen Endabschlusses gestaltet sich ebenfalls bei mehreren hintereinander liegenden Trägern unter Umständen nicht günstig. Die Anordnung Fig. 29 a ist bei europäischen Brücken in großer Anzahl vertreten; wir nennen die Brücken deutscher und österreichischer Bahnen und verweisen auf die Tafeln XII, XIII u. XV. In Amerika tritt dieselbe in den Bauwerken verschiedener Brückenbau-Gesellschaften für größere Spannweiten typisch auf.

Fig. 30.



5. Mehrfaches Netzwerk, wie das mehrfache Fachwerk unter Umständen Gitterwerk genannt (Fig. 30). Dieses insbesondere in Frankreich auch heute noch vielfach übliche System gestattet auch bei großen Spannweiten eine Nahelegung der Knotenpunkte und eine Versteifung der auf Druck in Anspruch genommenen Konstruktionsteile durch Nietung an den Kreuzungsstellen, weil durch die Vernietung die freie Länge der Druckstäbe herabgemindert wird; daß aber die hierbei eintretenden Nebenspannungen fast unberechenbar sind, ist ein unverkennbarer Übelstand.

Da die einzelnen Stäbe verhältnismäßig kleine Querschnitte erhalten, wird es möglich, dieselben direkt an dem Stehbleche der T-förmigen Gurte zu befestigen. Die auf Druck in Anspruch genommenen Gitterstäbe erhalten zahlreiche Zwischenstützen und bedürfen in Hinblick auf Ausknickung hierdurch einer geringeren Verstärkung, als die Druckstäbe des einfachen Netzwerks. Besonders vorteilhaft wird die Anordnung, wenn man die rechtsfallende Stablage auf der einen, die linksfallende auf der anderen Seite des Gurtstehbleches befestigt und beiden Stablagen knickfeste Querschnitte giebt (T-Eisen). Engmaschiges Gitterwerk findet sich bei älteren Brücken vielfach aus Flacheisen konstruiert. In diesem Falle bedarf die Konstruktion eigener Steifen und es entsteht hierdurch ein ungerechtfertigter Mehraufwand an Material. Der Nachteil der mehrteiligen Netzwerke dieser Art liegt darin, daß sie statisch unbestimmt sind; die für die Be-

rechnung übliche Zerlegung derselben in Einzelsysteme (siehe Kapitel IX, § 39) läßt sich insbesondere bei vernieteten Zwischenpunkten nicht rechtfertigen. Die Angriffsflächen, welche diese Konstruktionen dem Winde bieten, sind bedeutender und erfordern bei der Berechnung die entsprechende Berücksichtigung. Andererseits ist anzuerkennen, daß diese Systeme dem weitmaschigen Fachwerke gegenüber den Vorteil bieten, daß zufällige Verletzungen bei Entgleisungen oder Materialfehler eines einzelnen Konstruktionsteiles nicht die Vernichtung der ganzen Brücke zur Folge haben. Für die Anschlußstellen nächst den Ständern gilt das schon oben beim Fachwerke Gesagte, doch ist eine Anordnung wie unter Fig. 30 *d* weniger bedenklich, als in jenem Falle, da die bei *p* sich treffenden Gitterstäbe nahezu dieselbe Spannung erhalten, daher nur eine verhältnismäßig kleine Komponente auf Biegung des Ständers zur Geltung kommt.

6. Trapezträger (Fig. 31). Zum Zwecke der Materialersparnis wird der Obergurt mitunter nur in dem mittleren Teile parallel zum Untergurte hergestellt und gegen

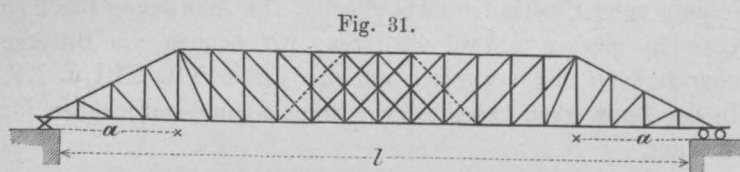


Fig. 31.

die Enden zu schräg herabgeführt, so daß der Träger eine trapezförmige Form erhält. Die Ersparnis an Material ist unter Umständen recht

bedeutend, vergl. Kap. IX, S. 331, doch erfordern die Bruchpunkte einen gewissen Mehraufwand an Arbeit. Besondere Eigentümlichkeiten weisen die schrägen Gitterstäbe der Enden auf, welche durch die zufällige Belastung nur auf Druck in Anspruch genommen werden. Beispiele sind die Brigitta-Brücke und die Sophien-Brücke in Wien, die Verbindungsbahn-Brücke in Prag und andere. Die trapezförmigen Träger bilden den Übergang zu den nunmehr zu besprechenden.

II. Träger mit polygonalen Gurten.

Bei Besprechung der Theorie der Brücken haben wir verschiedene Trägerformen kennen gelernt, welche zur Erreichung bestimmter Absichten konstruktiver oder ästhetischer Art ausgeführt werden. Vom allgemeinen konstruktiven Standpunkte aus ist zunächst zu bemerken, daß polygonale Formen einen nicht unwesentlichen Mehraufwand an Arbeit erfordern, wodurch der Gewinn an Material ganz oder teilweise ausgeglichen wird. Der Vorteil geringeren Materialaufwandes, welcher in früherer Zeit oft einzig ausschlaggebend war, kommt immer weniger in Betracht, je geringer die Materialkosten gegenüber den Herstellungskosten sich gestalten. Während z. B. die Arbeitspreise in den Fabriken innerhalb der letzten 15 Jahre eher gestiegen sind, haben sich die Bezugskosten des Brückenmaterials durch die Vervollkommnung der Hüttenprozesse wesentlich verringert. Material, welches um 1870 für 25 M. pro 100 kg beschafft werden mußte, ist heute (1889) für 12–15 M. erhältlich u. s. w. Bei kleinen Spannweiten bringt überdies eine zu große Sparsamkeit mit Material den Nachteil mit sich, daß die Masse der Konstruktion hierdurch vergleichsweise gering ausfällt und daß hierdurch der Einfluß der Stöße vermehrt wird. Während man, um solche Materialersparnisse zu erzielen, in Österreich, namentlich aber in Deutschland, schon bei verhältnismäßig kleinen Spannweiten von 25 m und darüber zu Trägern mit gekrümmten Gurten greift, herrscht in Frankreich noch immer der Parallelträger vor, auch in Amerika ist der Träger mit gekrümmten Gurten für kleinere Spannweiten nur selten zu finden. Für große Spannweiten von etwa 50 m aufwärts fällt allerdings die Materialersparnis bereits so ins

Gewicht, daß durch Anwendung polygonaler Gurten eine wirkliche Kostenverminderung erzielt wird. Ein Nachteil derartiger Träger, insbesondere solcher, deren Gurte an den Enden zusammenlaufen (Fig. 32), besteht darin, daß bei Bahn unten die so wichtige obere Querverbindung daselbst nicht angewendet werden kann, vergl. § 22.

Fig. 32.

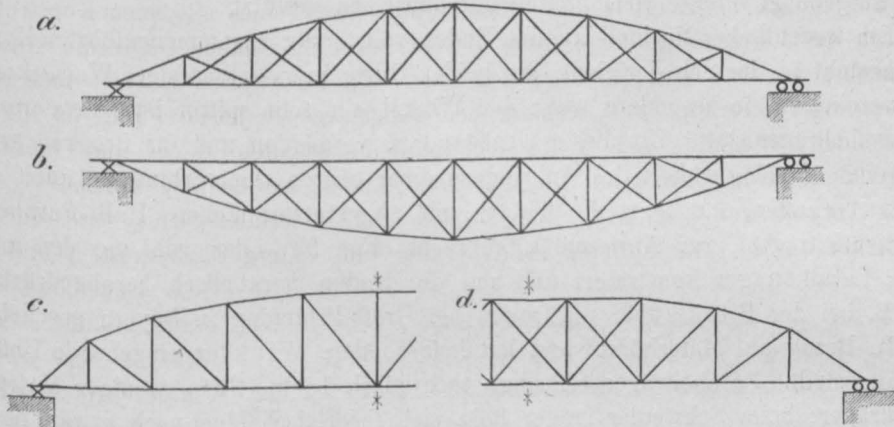


Fig. 33.

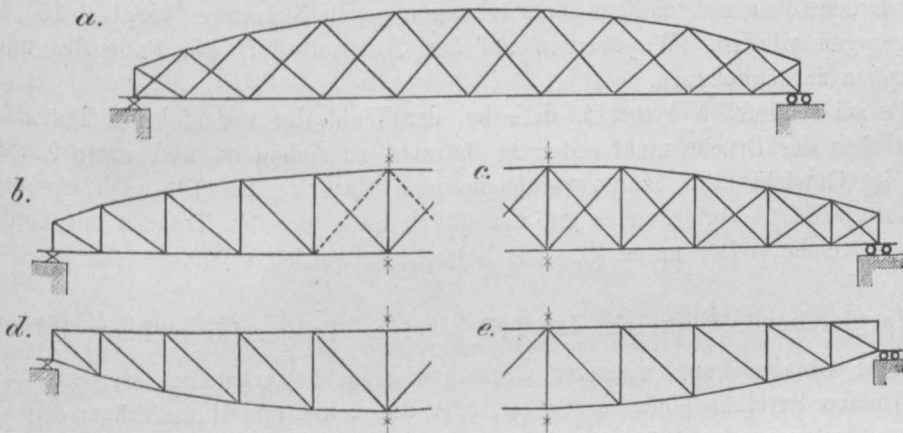
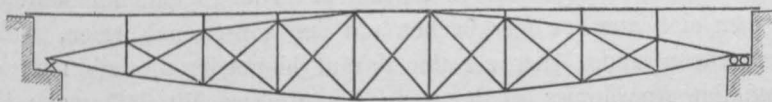


Fig. 34.



Während bei Trägern mit parallelen Gurten der theoretisch nötige Querschnitt derselben dem Momente der äußeren Kräfte proportional ist und mithin ein großer Wechsel der Gurtquerschnitte nötig erscheint, wenn man möglichst Material sparen will, fällt bei Trägern mit gekrümmten Gurten der Querschnitt ganz konstant oder wenig variabel aus. Der große Vorteil besteht dann darin, daß ein und dieselbe Querschnittsform nahezu unverändert durchgeführt werden kann, was dazu führt, andere mehr konzentrierte Gurtformen anzuwenden, als bei Parallelträgern gebräuchlich sind. Wir treffen daher auch in den Details wesentlich andere Anordnungen (Knotenbleche u. s. w.).

Der polygonale Gurt kann nach abwärts oder nach aufwärts gelegt (vergl. Fig. 32 und Fig. 33) oder es können beide Gurte polygonal angeordnet werden (Fig. 34). Bei

Fahrbahn oben ist erstere Form entschieden ökonomisch. Der auf Druck in Anspruch genommene gerade Obergurt wird durch die Fahrbahnkonstruktion kräftig versteift und hierdurch gegen Ausknicken gesichert. Bei beiderseitigen polygonalen Durchführungen legt man die Fahrbahn zweckmäßig in die Mitte. In diesem Falle tritt insbesondere das Fachwerk mit steifen Vertikalen in seine Rechte. Seltener wird die Bahn am Träger aufgehängt oder mittels Steifen auf denselben gestützt.

Ein wesentlicher Nachteil an den Enden vollständig zusammengeführter Konstruktionen besteht in der Schwierigkeit, die beiden Gurte in zweckmäßiger Weise konstruktiv zu vereinigen, insbesondere wenn der Winkel ein sehr spitzer ist. Letzteres findet beim Parabelträger statt. Um diesen Übelstand zu vermeiden und für Brücken größerer Spannweiten die Möglichkeit des Anbringens einer oberen Querverbindung auch an den Enden zu schaffen, hat man die Träger mit abgestützten Ecken, Halb-Parabelträger (Halb-Parallelträger), zur Anwendung gebracht (Fig. 33) oder wohl gar den mittleren Teil als Parallelträger konstruiert und nur die Enden parabolisch herabgedrückt, wie dies z. B. bei der Brücke über die Donau bei Groß-Prüfening in Bayern geschehen ist.

In Bezug auf Materialaufwand hat insbesondere Winkler eingehende Untersuchungen angestellt. Parabelträger erfordern theoretisch 18 bis 26 % weniger Material als Parallelträger; beim Schwedler-Träger läßt sich theoretisch eine noch etwas geringere Materialmenge erzielen; diese Vorteile verschwinden jedoch zum Teil wieder, wenn die bei den Druckstäben notwendigen Verstärkungen gegen Knickung (vergl. § 13) in Betracht gezogen werden. Wir werden auf den Materialbedarf am Ende des nächsten Paragraphen zurückkommen.

Es sei schliesslich bemerkt, daß bei der Wahl der vorgeführten Trägerformen das Aussehen der Brücke nicht selten in Betracht zu ziehen ist und unter Umständen schwer ins Gewicht fällt; hierzu vergleiche man Kap. VI, S. 479, auch ebendasselbst § 13 (Tragwände). Vorstehendes gilt namentlich auch von den Trägern mit konkavem Untergurt, welche weiter unten (S. 434) besprochen werden sollen.

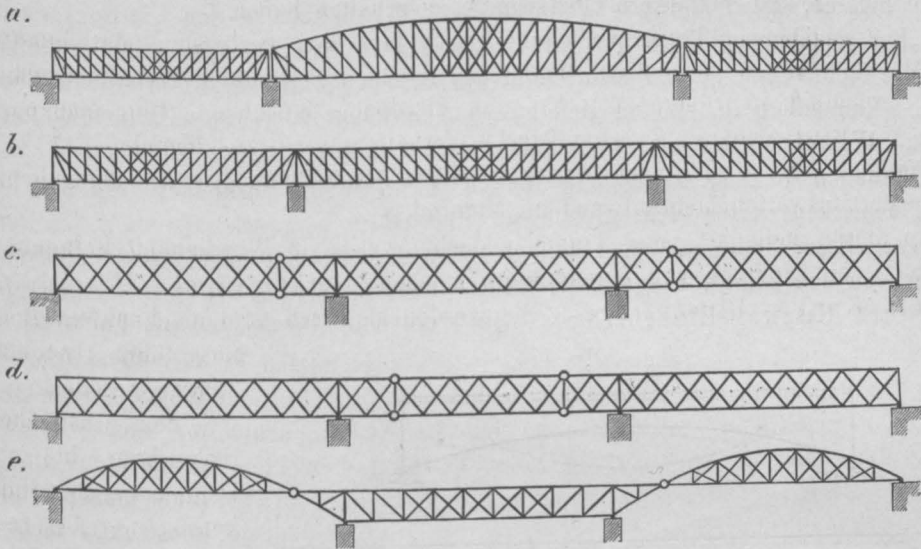
§ 11. Vergleichende Übersicht der Trägerarten. Träger für mehrere Öffnungen.

Eine Überbrückung mehrerer Öffnungen kann bewerkstelligt werden entweder durch Aneinanderreihen einfacher Träger, oder durch kontinuierliche Träger oder durch Träger mit schwebenden Stützen.

1. Einfache Träger bei mehreren Öffnungen. Die Eigentümlichkeiten dieser Anordnung ergeben sich aus den Vergleichen mit den sonstigen Formen, welche unter 2. und 3. aufgenommen sind. Hier sei nur darauf hingewiesen, daß man eine beliebige und recht gefällige Anordnung erhält, wenn für größere Mittelöffnungen Halb-Parabelträger und für kleinere Seitenöffnungen Parallelträger von solchen Abmessungen gewählt werden, daß die Höhe der Parallelträger mit der Höhe der Endständer der Halb-Parabelträger übereinstimmt, vergl. Fig. 35 a.

2. Kontinuierliche Träger. Der kontinuierliche Träger, auf dessen Theorie und Wirkungsweise im IX. Kapitel vielfach hingewiesen wurde, ist als Brückenträger in Frankreich besonders häufig angewendet und findet sich vielfach in Österreich, Ungarn, Italien, seltener in England, fast gar nicht in Deutschland. Er weist gegenüber einer Nacheinanderfolge einfacher Träger, wenn der Berechnung dieselben zulässigen Inanspruchnahmen zu Grunde gelegt werden und der Einfluß der hier wirksamer auftretenden Nebenspannungen nicht berücksichtigt wird, wesentliche Materialersparnis auf, welche

Fig. 35.



bei günstiger Verteilung der Felder und bei 50, 100, 150 m Spannweite gegenüber dem einfachen Träger etwa 10, 19, 24 % beträgt und insbesondere bei größeren Spannweiten entscheidend werden kann. Dieser Vergleich berücksichtigt Träger gleicher Art, es ist also der einfache Parallelträger mit dem kontinuierlichen Parallelträger, der parabolische mit dem parabolischen kontinuierlichen Träger verglichen. Man läßt derartige Träger über drei bis vier Öffnungen ununterbrochen reichen, vermeidet aber eine größere Anzahl längerer Felder, insbesondere bei Eisenbahnbrücken, aus dem Grunde, weil bei Temperatúrausdehnungen zu große Lücken entstehen würden.

Wesentliche Nachteile des kontinuierlichen Trägers liegen in seiner Eigenschaft als statisch unbestimmtes System, also in der umständlicheren, weniger verlässlichen, von den Abmessungen der Querschnitte abhängigen Methode, nach welcher die Berechnung zu erfolgen hat, insbesondere aber in den Einflüssen, welche zufällige Änderungen in der Höhenlage der Stützen (vergl. S. 378), ungleiche Erwärmung (vergl. S. 375) u. s. w. wachrufen.

Ein nicht unwesentlicher Übelstand, welchen er mit der unter 3. zu besprechenden Trägergruppe teilt, besteht ferner darin, daß auch in den Gurten Stellen vorkommen, wo Zug und Druck wechseln. Es müssen daher grundsätzlich für den Träger Gurtformen gewählt werden, die nach beiden Richtungen hin entsprechen, was z. B. die Anwendung von Kettengurten für den Untergurt ausschließt und damit diese Träger insbesondere für die in Amerika ausgebildete Knotenverbindungsweise unbrauchbar macht. Der einzige wirkliche Vorteil, daß diese Träger über die fertigen Pfeiler geschoben und damit das Montierungsgüst wenigstens teilweise erspart werden kann und von welchem in Frankreich, Österreich und Italien vielfach Gebrauch gemacht wurde, läßt sich bei den Gerberträgern auch erreichen; derselbe ist übrigens stets mit Nachteilen für die Konstruktion verbunden, die während des Hinüberschiebens ganz ungewöhnliche Inanspruchnahmen erleidet; man vergleiche Kap. XVI, § 12 und 22.

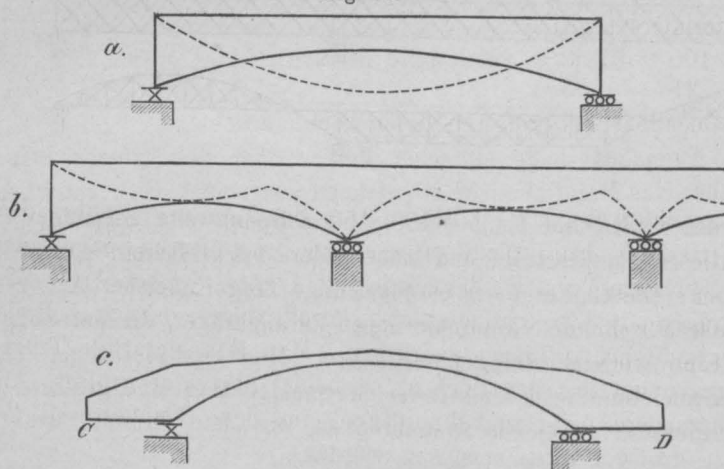
Die Materialersparnis stellt sich sofort geringer heraus, wenn man berücksichtigt, daß weniger verlässlich berechenbare Konstruktionen und wechselweise auf Zug und

Druck beanspruchte Teile auf Grund kleinerer zulässiger Inanspruchnahmen gerechnet werden müssen, daher stärkere Querschnitte zu erhalten haben.

Bei gegebenem Trägerquerschnitt erhält man den geringsten Materialaufwand, wenn die Lichtweiten benachbarter Öffnungen in einem bestimmten Verhältnis zueinander stehen. Namentlich in früherer Zeit hat man hierüber eingehende Untersuchungen angestellt. Winkler giebt als zweckmäßigstes Verhältnis bei drei Öffnungen 7:8:7, bei vier Öffnungen 7:8:8:7; doch bewirken selbst beträchtliche Abweichungen hiervon keinen bemerkenswerten Mehraufwand an Material. —

An dieser Stelle sei jener Träger gedacht, welche in Wirklichkeit Balkenträger sind, jedoch den Eindruck von Bogenträgern machen: Balkenträger mit konkavem Untergurt, Konkav-Linsenträger. Sie werden als Blech- und als Fachwerksträger

Fig. 36.



ausgeführt. Als einfache Träger lassen sie sich, wo nicht Schönheitsrücksichten in erster Linie maßgebend sind, konstruktiv nicht rechtfertigen, da die Kurve der Momente bzw. die Linie eines Körpers konstanter Gurtspannung und damit großer Materialersparnis eine der Linie des Untergurtes entgegengesetzte Krümmung hat; der Träger weist also dort die ge-

ringste Höhe auf, wo konstruktiv die größte verlangt wird, und es muß an den Enden unnützes Material angehäuft werden, s. Fig. 36 a. Ganz anders liegt die Sache bei kontinuierlichen bzw. bei Trägern mit überkragenden Enden, bei welchen die Momente über den Stützen größer als nächst der Trägermitte werden; bei diesen kann man sich mit der Bogenform der Linie konstanten Widerstandes ziemlich gut anschließen, s. Fig. 36 b. *)

Beim einfachen Träger läßt sich derselbe Zweck erreichen, wenn man künstliche Momente über den Endstützen schafft, indem man entweder überragende Ballastarme C, D (Fig. 36 c) anordnet, wobei der Träger statisch bestimmt bleibt oder wohl auch den Ballastarm verankert; letzteres erschwert die Berechnung und macht den Träger von der Temperatur abhängig. Ein Beispiel bietet die Stephanie-Brücke in Wien. (Vgl. Allgemeine Bauzeitung 1887, Heft 11 u. 12.)

Eine bogenförmige Gestaltung des Untergurtes, die in manchen Fällen den Eindruck eines äußerst flachen, kühnen Bogens hervorzurufen vermag, findet man beispielsweise bei den Überführungen der österreichischen Staatsbahn über die Prater-Einfahrten (Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Vereins 1871) und bei der Quai-Brücke in Zürich.

*) Mit vorstehend besprochenen Trägern sind die kontinuierlichen Träger verwandt, welche wagrechten Untergurt und kettenförmigen Obergurt haben, welche also in der Ansicht wie eine Kettenbrücke aussehen. Solche Träger zeigt der von Lauter und Durm bearbeitete Entwurf für eine Straßenbrücke in Mannheim (Centralbl. d. Bauverw. 1887, S. 479 u. 480). Die Form des Obergurtes ist unter der Annahme veränderlichen Querschnitts, also veränderlichen Trägheitsmomentes so bestimmt, daß die Trägerhöhe an den verschiedenen Stellen den da selbst möglichen größten Momenten entspricht.

Vom Verfasser wurde für die Stadt Prag ein Rekonstruktions-Entwurf für die Franz-Josefs-Brücke in Prag (vergl. S. 309) nach diesem Prinzip ausgearbeitet.

3. Träger mit schwebenden Stützen. Die Träger führen verschiedene Namen: Gerberträger, Kragträger, kontinuierliche Gelenkträger, Balanceträger, Cantilever-Träger, Konsolträger u. s. w., unter welchen der kürzeste, „Kragträger“, am meisten empfehlenswert sein dürfte. Dieselben haben seit den letzten zwei Jahrzehnten einen bedeutenden Aufschwung genommen. Die Berechnung ist nach rein statischen Gesetzen ausführbar, Hebungen und Senkungen der Stützen, ungleiche Erwärmung u. s. w. sind ohne Einfluss, hingegen bleibt der Vorteil erheblicher Materialersparnis gegenüber der Anordnung mehrerer Einzelträger bestehen.

Wenn man auch hier wieder Träger gleicher Art vergleicht, also einfache und Gerberträger mit parallelen Gurten bzw. einfache und Gerberträger mit parabolischen Gurten, so beträgt die Materialersparnis bei

10	50	100	150 m Spannweite des Mittelfeldes etwa
7	14	21	25 %.

Die Ersparnis ist namentlich bei größeren Spannweiten bedeutend.

Während bei einer Aufeinanderfolge einfacher Träger über den Stützen keine Momente entstehen und daher das Material nicht hinreichend ausgenutzt wird, entstehen beim Kragträger solche Momente. Nur am Ende des Trägers erscheinen sie ausgeschlossen, können aber auch an diesem Punkte erzeugt werden, wenn man denselben mit dem Ufermauerwerke verankert. Ferner können Verankerungen dann nötig werden, wenn bei nur kleinen Endfeldern große Mittelfelder vorhanden sind und dadurch negative Stützendrücke erzeugt werden. Eine wichtige Rolle spielt ferner noch die Anordnung der Gurte, welche entweder parallel oder nach den Gesetzen konstanter Gurtspannung gebildet werden. Hiernach ergibt sich folgende Einteilung der Gerberträger:

1. Gerberträger ohne Verankerung.

- a. Träger mit parallelen Gurten (Donau-Brücke bei Vilshofen, T. XVIII, F. 1—6; Kentucky-Viadukt der Cincinnati-Südbahn, T. XVIII, F. 10—20; Moldau-Viadukt bei Cereva u. a.). Vergl. auch auf S. 433 Fig. 35 c und d.
- b. Träger mit polygonalen Gurten (Warthe-Brücke bei Posen, T. XVIII, F. 7—9). Vergl. auch Fig. 35 e.

2. Gerberträger mit Verankerung.

- a. Vertikale Verankerung als Mittel gegen Abheben von den Stützen (Brücke bei dem Niagarafalle, T. XIX, F. 4—8).
- b. Schiefe Verankerung als Ersatz eines Pfeilmomentes (Indus-Brücke bei Sukkur, Fig. 11, S. 397).

Zu grundsätzlichen Unterscheidungen giebt ferner die Anordnung über den Pfeilern Veranlassung. Mehrfach hat man, um die Übertragung allzu großer Einzeldrücke zu vermeiden und um eine größere Standsicherheit zu erzielen, zwei Lager bzw. Ständer über den Pfeilern angeordnet und dieselben durch Diagonalen verbunden. Da jedoch hierdurch, wie beispielsweise bei der Forth-Brücke, die statische Bestimmtheit des Trägers verloren geht, hat man bei der Niagara-Brücke die Diagonalen weggelassen; hierdurch wird die Gurtspannung über dem Pfeiler direkt statisch ermittelbar und der obengenannte Vorteil wieder erreicht.

Es ist unbestritten, dass die hier beschriebenen Träger große Beachtung und Weiterverbreitung verdienen. Ein erheblicher Vorteil liegt auch in der erleichterten Er-

Tabelle V. Gesamtgewichte g und Trärgewichte g_1 für Brücken mit verschiedenen Trärgewichten.

Stütz- weite	E i n g l e i s i g e H a u p t b a h n e n												Nebenbahnen						Zweigleisige Hauptbahnen pro Gleis		Stahl		
	Zufällige Belastung	Blechträger		Einfache Parallelträger		Kontinuierliche Parallelträger u. Gerberträger		Parabolische Gerberträger u. kontin. Träger		Parabelträger		Halb- Parabelträger		Hyperbelträger		weniger			mehr u. weniger		weniger		
		<i>p</i>	<i>g</i>	<i>g</i> ₁	<i>g</i>	<i>g</i> ₁	<i>g</i>	<i>g</i> ₁	<i>g</i>	<i>g</i> ₁	<i>g</i>	<i>g</i> ₁	<i>g</i>	<i>g</i> ₁	<i>p</i>	<i>g</i>	<i>g</i> ₁	<i>g</i>	<i>g</i> ₁	<i>g</i>	<i>g</i> ₁	<i>g</i>	<i>g</i> ₁
5	9,16	1,08	0,31	1,15	0,39	1,15	0,39	—	—	1,06	0,30	—	—	1,05	0,37	23	8	18	+9	18	8	10	
10	6,53	1,22	0,44	1,27	0,49	1,26	0,49	—	—	1,17	0,40	—	—	1,19	0,49	23	9	20	+8	14	9	14	
20	5,23	1,51	0,70	1,51	0,70	1,50	0,70	—	—	1,40	0,60	—	—	1,47	0,73	23	10	20	+7	10	10	15	
30	4,78	1,82	0,99	1,77	0,94	1,75	0,93	—	—	1,63	0,81	—	—	1,71	0,93	23	11	19	+6	8	11	16	
40	4,57	—	—	2,03	1,17	2,01	1,16	—	—	1,88	1,03	—	—	1,92	1,10	23	12	18	+4	6	11	16	
50	4,14	—	—	2,24	1,35	2,21	1,33	—	—	2,05	1,18	—	—	2,10	1,24	20	12	17	+3	5	12	17	
60	3,85	—	—	2,44	1,52	2,40	1,49	—	—	2,23	1,34	2,44	1,52	2,33	1,44	18	11	15	+3	4	12	17	
80	3,50	—	—	2,87	1,90	2,81	1,85	1,77	0,91	2,61	1,67	2,80	1,84	2,78	1,81	16	10	14	+2	4	13	18	
100	3,29	—	—	3,35	2,32	3,22	2,21	2,08	1,17	3,02	2,03	3,21	2,20	3,25	2,20	14	9	12	+1	3	15	19	
150	3,01	—	—	4,66	3,49	4,46	3,32	2,88	1,85	4,15	3,03	4,34	3,20	4,54	3,29	12	8	11	—1	3	18	22	
200	2,86	—	—	6,41	5,10	5,89	4,61	3,93	2,78	5,44	4,21	5,69	4,45	6,04	4,60	10	8	9	—2	2	22	25	
250	2,78	—	—	8,62	7,17	7,65	6,24	5,17	3,90	7,07	5,72	7,39	6,02	8,00	6,36	8	7	8	—2	2	26	29	
300	2,72	—	—	11,5	9,91	9,80	8,26	6,74	5,35	9,02	7,55	9,45	7,95	9,35	7,65	7	7	7	—3	2	30	33	
Meter	Tonnen für den laufenden Meter																						

Tommen für den laufenden Meter

Prozent

Prozent

Prozent

richtung (Montierung) gegenüber kontinuierlichen Trägern, da man, wie oben bemerkt, von der relativen Höhenlage der Stützen unabhängig bleibt. Ja selbst das Hintüberschieben kann ermöglicht werden, wenn man den Kragträger während desselben durch Einschaltung eines Gliedes in einen kontinuierlichen Träger verwandelt. Dies konnte z. B. beim Kentucky-Viadukt durch Einschaltung einer provisorischen Diagonale, welche die Vertikale CD (T. XVIII, F. 10) kreuzte, geschehen.

Ein nicht unwesentlicher Vorteil des Kragträgers kann weiter darin erblickt werden, daß derselbe die Gewinnung einer zweckmäßigen Höhe für die Durchfahrt der Schiffe erleichtert, wie diese beispielsweise die Warthe-Brücke bei Posen zeigt.

Um einen Vergleich der Eigengewichte verschiedener Trägerarten zu gewinnen, geben wir schließlichs nebenstehend die von Winkler im XIV. Kapitel der ersten Auflage dieses Werkes gebotene Tabelle der Gesamtgewichte g und der Trärgewichte g_1 , welche wir durch zwei Zahlenreihen betreffend den Gerberträger und kontinuierlichen Träger mit parabolischen Gurten vermehrt haben. Die Zahlen sind auf Grund gleicher Grundsätze für die Inanspruchnahme gewonnen, was, wie schon oben erwähnt, kaum zulässig ist, sobald man den statisch unbestimmten kontinuierlichen Träger in Betracht zieht. Dieselben rechtfertigen die neueren Bauausführungen, bei welchen für größere Spannweiten besonders dem Gerberträger die führende Stelle zuerkannt ist.

Andere Anhaltspunkte bieten die graphischen Darstellungen auf Tafel I, s. namentlich F. 18, Gewichte eiserner Brücken für Hauptbahnen.

Die Durchbildung der Einzelheiten.

§ 12. Allgemeine Grundsätze. Niete oder Bolzen.

Sind die Spannungen, welche ein stabförmiges Konstruktionsglied aufzunehmen hat, bekannt, so ist es leicht, die nötige Querschnittsfläche zu bestimmen, vergl. den folgenden § 13. Die Anordnung der einzelnen Konstruktionselemente, deren Formen auf S. 84 bis 101 dieses Bandes besprochen wurden, verlangt jedoch Rücksichtnahmen, welche zunächst ganz allgemein erörtert werden sollen. Bei Ausführung in Schweißeisen bzw. Flußeisen ist auf möglichste Einfachheit zu sehen und dem Umstande Rechnung zu tragen, daß die allfällig nötige Veränderlichkeit des Querschnittes sich mit dem geringsten Materialaufwand erzielen lasse. Um eine gleichmäßige Verteilung der Spannung zu bewirken, sind möglichst in ihren Teilen gedrängte Querschnitte und, um den Wasserabfluß zu begünstigen, thunlichst vertikale Oberflächen anzuordnen. Die Bildung von Hohlräumen, in denen sich das Wasser ansammeln kann (sog. Wassersäcke), soll vermieden werden und dort, wo sich selbige absolut nicht umgehen lassen, wie z. B. bei \sqcap -förmiger Anordnung des Untergurtes, sind die Hohlräume vor dem Eindringen des Wassers durch eine passende Bedeckung, wozu sich z. B. Wellblech eignet (Brigitta-Brücke in Wien u. s. w.) zu schützen. Man läßt in solchen Fällen wohl auch einige Nietlöcher frei, um den Abfluß zu begünstigen oder ordnet eigene Wasserlöcher an. Die Anzahl der übereinander gelegten Bleche (z. B. der Lamellen) soll eine geringe sein. Mit Rücksicht auf die zulässige Länge der Nietbolzen soll die Gesamtstärke der übereinander zu nietenden Lamellen 6,5 cm bis höchstens 12 cm nicht übersteigen. — Die Druckgurte und Druckstäbe sollen so angeordnet sein, daß mit Rücksicht auf die Gefahr des Ausknickens die nötige Sicherheit vorhanden ist. Um diese nach allen Richtungen hin in gleichem Maße zu erzielen, wäre es theoretisch am besten, die Querschnitte so zu bilden, daß das Trägheitsmoment in Bezug auf zwei aufeinander senkrecht stehende Schwerachsen des Querschnittes und damit zugleich für alle gleich groß ist. Die namentlich in England und Amerika zur Anwendung kommenden röhrenartigen Formen verdienen aus diesem Grunde volle Beachtung, doch steht die schwierigere Herstellung, Beaufsichtigung und Erhaltung, sowie die geringere Verbindungsfähigkeit bei genieteten Anschlüssen der Gitterstäbe einer ausgedehnteren Benutzung entgegen. Die einzelnen Teile sollen der Untersuchung zugänglich, der Anstrich soll leicht zu erneuern sein. Durch andere Konstruktionsteile überdeckte und dadurch der Beaufsichtigung entzogene Niete sind sorgfältig zu vermeiden. Die Fugen und Ecken sollen für Anstrich und allfällige Verkittung überall zugänglich sein; nach unten sich öffnende Fugen sind des Wasserabzugs wegen frei zu lassen. Endlich ist auf die Möglichkeit der leichten Anbringung und soliden, einfachen Befestigung sowohl der Füllungsstäbe als auch des Längs- und Querverbandes, der Querträger, Konsolen u. s. w. zu sehen. Neuere Untersuchungen¹⁷⁾ über die Stosswirkung bei Brücken haben gezeigt, daß in der Umgebung der Stossstelle die größten Wirkungen auftreten; es sind daher Nietverbindungen in Anschluß an die Schienen möglichst zu vermeiden, bei den Schienenträgern Doppel-T-Träger besser als Fachwerke u. s. w.

Eine kombinierte Anwendung zweier Materialien zur Bildung eines Gurtes — z. B. Schmied- und Gußeisen — ist mit Rücksicht auf das ungleiche Verhalten bei

¹⁷⁾ Vergl. Deutsche Bauz. 1889, S. 348. A. Weyrich. Über dynamische Spannungen.

Temperaturänderungen und den Umstand, daß sich nur eins der Materialien voll ausnutzen läßt, nicht zu empfehlen. —

Es scheint angezeigt, hier eine Untersuchung über die Zweckmäßigkeit der Bolzenverbindung im Vergleich zur Nietverbindung anzustellen, zunächst unter vorzugsweiser Berücksichtigung der amerikanischen Anordnungen. Der Vorteil, welchen die Verbindung mittels Bolzen gewährt, besteht vor allem in der besseren Übereinstimmung der bei der Berechnung angenommenen Voraussetzungen mit der konstruktiven Durchführung, da die Stabkräfte am Bolzen konzentriert werden. Vollkommen wirken indessen die Bolzen ebenfalls nicht; wir verweisen in dieser Hinsicht auf die Untersuchungen des IX. Kapitels, S. 367.

Das Gesetz der Kräfteverteilung gestaltet sich im Großen und Ganzen bei der Bolzenverbindung einfacher. Dort, wo die eigentliche Kraftübertragung erfolgt, ist ein Überschufs an Material vorhanden, während bei den Nietverbindungen gerade diese Stellen geschwächt erscheinen. Die Nietverbindung verlangt mit wechselnder Stärke der Stäbe verschiedenartige Anordnungen, welche sich der Probe ihrer Haltbarkeit entziehen, da das Gesetz der Kräfteverteilung keineswegs feststeht. Aber auch die bloße Druckübertragung gestaltet sich einfach; sei es durch Vermittelung eines Gufsstückes, sei es durch direktes Aufsitzen am Gelenke; sie erlaubt die Benutzung Steifigkeit bietender Querschnitte, die mittels Nietbefestigung nur schwer sich erreichen läßt.

Man wendet allerdings ein, daß dort, wo der Knotenpunktsbolzen direkt in das schmiedeiserne Gurtungsstück eingesetzt ist, die Verteilung der von der Mantelfläche des Bolzenloches übertragenen Spannung auf den ganzen Querschnitt erfolgen muß. Hierbei darf man aber nicht vergessen, daß die Übertragung in centrischer Weise gegen die Schwerpunktsachse erfolgt, was bei der Nietbefestigung wohl kaum erreicht wird, weil hier der Anteil, der von jedem einzelnen Niet aufgenommen wird, sich keineswegs bestimmt bemessen läßt.

Eine weitere Unbestimmtheit der bei uns üblichen Konstruktionen liegt in der Zugübertragung bei gestoßenen Teilen, wo durch aufgelegte Lamellen der verlorene Querschnitt ersetzt wird, während derartige Stöße bei den amerikanischen Konstruktionen nicht vorkommen, da die einzelnen Zugstäbe nur von Knoten zu Knoten sich erstrecken und hierfür eine Walzlänge hinreicht; dort, wo eine Verstärkung des Gurttes einzutreten hat, wird einfach nur ein Glied mehr eingeschaltet.

Daß die Herstellung der einzelnen Teile, wenn die Werkstätte einmal darauf eingerichtet, in mancher Beziehung eine einfachere als bei unseren Konstruktionen ist, läßt sich ebenfalls nicht leugnen. Die einheitliche Bestimmung der Abmessungen der Zugstäbe, welche meist nur durch ihre Anzahl die Querschnittsänderung bewirken, das Fehlen der Stoßverbindungen, Laschenbleche u. s. w. begünstigt ihre fabrikmäßige Erzeugung, die häufig nur kurzen Längen derselben erhöhen ihre Transportfähigkeit.

Auf der anderen Seite sind die Bolzenverbindungen keineswegs tadelfrei. Es wurde schon mehrfach hervorgehoben, daß die Reibung in den Gelenken eine vollständige Wirksamkeit derselben nicht eintreten läßt. Ebenso begegnet die Anbringung des Horizontalverbandes größeren Schwierigkeiten und ein wesentlicher Nachteil, insbesondere der amerikanischen Verbindungen, besteht in ihrer geringen Steifigkeit in seitlicher Richtung.

Es ist ferner eine nicht zu leugnende Thatsache, daß die Verbindungsweise mit Bolzen, mehr als die durch Niete zu bewirkende, eine außerordentlich genaue Arbeitsausführung verlangt, da geringe Differenzen in den Längen, ein schlechtes Passen der Bolzen in den Öffnungen der Augen u. s. w. zu

schlotternden Bewegungen Anlaß geben, welche den Einfluß der Stöße vermehren und den Bestand der Konstruktion gefährden. Erbaut von unreellen Etablissements, bestehend unter mangelhafter, unverständiger Kontrolle, wird die Bolzenkonstruktion leicht gefährlich, aber erzeugt mit jener Genauigkeit, wie sie sorgfältige, durch eigene Maschinen verrichtete Arbeit gewährt, während ihres Bestandes fachmännisch überwacht, bilden die Brücken mit gelenkförmigen Knotenverbindungen Konstruktionen, die unseren besten Nietkonstruktionen würdig zur Seite stehen, ja sie in mehr als einer Hinsicht übertreffen.

Ein Vorwurf, welcher häufig gegen die Bolzenverbindungen erhoben wird, betrifft die Befürchtung, der Bolzen werde infolge der kleinen Drehungen, die bei Be- und Entlastungen der Brücke eintreten, unter dem großen Drucke allmählich abgeschliffen und der Raum zwischen Auge und Bolzen werde hierdurch vergrößert. Einige allerdings noch nicht auf langer Zeitdauer beruhende Erfahrungen scheinen dies nicht zu bestätigen. Bei der Zerlegung der Brücke auf der Station Stepney der Blackwall-Eisenbahn, welche mit gelenkförmigen Knotenverbindungen durchgeführt war, zeigten sich die mit Mühe herauszubringenden Bolzen vollkommen gut erhalten und hatten, ebenso wie die Augen der Gitterstäbe, ihre kreisrunde Form genau bewahrt. Man hat ferner in Peru Bolzen nach achtzehnjähriger Dienstzeit untersucht und sie vollkommen kreisrund gefunden. Ähnliche Erfahrungen hat der Verfasser an Kettenbrücken gemacht.

Ein zweiter großer Vorteil liegt in der Raschheit der Montierung, welche durch die in Rede stehende Verbindungsweise ermöglicht wird. Alle Teile werden vorher schon im Hüttenwerke zusammengestellt und passend bezeichnet, sodaß sich die ganze Arbeit lediglich auf ein Zusammenfügen vorhandener Stücke ohne alle Nietarbeit beschränkt. Die Zeit, welche zur Montierung einer derartigen Brücke im Mittel nötig ist, giebt Clarke bei Verwendung einer Arbeiterpartie von 20 Mann für Spannweiten von 45 m mit einem Tage, für Spannweiten von 60 m mit zwei bis drei Tagen, für Spannweiten bis zu 76 m mit drei bis vier Tagen an. Daß diese Zeiten noch gekürzt werden können, beweisen zahlreiche Beispiele.

Es ist klar, daß die Möglichkeit derartig rascher Herstellungen namentlich in einem Lande, wo die Arbeitskraft sehr teuer ist, wo die oft meilenweit von jeder Kulturstätte entfernten Bauplätze eine dauernde Verpflegung der Monteure erschweren, hoch ins Gewicht fällt. Besonders wichtig aber werden die Vorteile bei Bauten an den großen Strömen Amerikas, welche bei der großen Beweglichkeit ihrer Flußsohle und den rasch wechselnden Wasserständen den Bestand der Holzgerüste stets gefährden.

Eine andere Frage ist es, ob die Einführung der Detaildurchbildung mit Bolzen auch bei uns von Vorteil wäre. Vor allem ist hier wohl zu bedenken, daß sie bei Einführung der amerikanischen Anordnungen eine andere Einrichtung unserer Fabriken bedingen und dadurch die Herstellung der ersten Brücken dieser Art unverhältnismäßig verteuern würde. Mit Recht macht man auch geltend, daß der mit dem Systeme verbundene Vorteil rascher Montierung bei uns kein so schwerwiegender als in den Vereinigten Staaten ist, da die Baustellen in der Regel weniger isoliert, die Arbeitskräfte leichter zu beschaffen sind u. s. w.

Dementgegen läßt sich nun ein wichtiger Grund geltend machen, welcher in unserer Zeit und gerade auf Fragen öffentlicher Bauthätigkeit meist außerordentlichen Einfluß hat, nämlich die Überlegenheit des Gelenksystems über das Nietwerk, sobald man beide vom militärischen Standpunkte aus betrachtet. Die Bolzenkonstruktionen bieten die Möglichkeit, eine an irgend einem unbedrohten Punkte des Staates

befindliche Brücke gleicher Spannweite in kurzer Zeit abzubauen und sie an irgend einem Punkte, wo eine ähnliche zerstört wurde oder sofort zu erbauen ist, in ein bis zwei Tagen aufzustellen. Es genügen zu derartigen Bauten hölzerne Pfeiler, wie zahlreiche in den Vereinigten Staaten erbaute Brücken beweisen, die man, um die Kosten für Erbauung der Stützen zu beschränken, ursprünglich auf hölzerne Joche stellt, um sie später, die alten als Gerüste benützend, durch definitive zu ersetzen. Thatsächlich hat man in Österreich für Kriegsbrücken das System der Bolzenverbindungen angenommen, worauf wir noch später zurückkommen.

In Deutschland ist durch Gerber bei zahlreichen bayerischen Brücken eine Gelenkverbindung zur Anwendung gelangt, bei welcher der obenerwähnte Übelstand zu geringer Steifigkeit in seitlicher Richtung beseitigt erscheint.¹⁸⁾ Die amerikanischen Gelenkverbindungen werden durch cylindrische Bolzen von bedeutender Länge hergestellt, entsprechend der großen Trägerbreite, welche durch die Querteilung der Stäbe des Trägers entsteht. Passen sie nicht ihrer ganzen Länge nach an die Lochwandungen, so werden sie leicht sowohl durch die Erschütterungen der Verkehrslast, wie durch die wechselnde Spannungsrichtung gelockert und geben dadurch Spielraum zu erheblichen Querbewegungen der Tragwände. Gerber (s. Tafel XI) sucht die Verbindung in der Trägermittelebene zusammenzudrängen, bildet für den Anschluß immer ungeteilte Stäbe und erhält hierdurch kurze Gelenkbolzen. Hierdurch wird es zugleich möglich, den Bolzen mit einem schwachen Konus ($\frac{1}{100}$ des Durchmessers) zu versehen und scharf passend in die mit demselben Konus ausgeführte Bohrung einzusetzen, sodaß ringsum nach der ganzen Tiefe voller Anschluß bewirkt wird. Um allenfallsige Spannungen, deren Richtungen nicht ganz symmetrisch zur Trägerebene liegen, unschädlich zu übertragen, werden seitlich des centralen Bolzens liegende Flachstäbe derart eingeschaltet, daß mehrere im Knotenpunkte sich treffende Stäbe miteinander senkrecht zur Trägerebene verbunden und dadurch versteift werden, ohne, wie Gerber meint, die Beweglichkeit in der Träger-ebene erheblich zu beeinträchtigen (D. R. P. No. 2724 v. 10. Febr. 1878). Diese seitlichen Stäbe werden bei entsprechender Verbreiterung auch benutzt, um die Anschlüsse der Querverbindungen aufzunehmen und deren Kräfte centrirt auf die als Gurte des Windverbandes dienenden Hauptträger zu übermitteln.

Die Verbindung an den Knotenpunkten erfolgt hierbei vielfach unter Verwendung entsprechend großer Bleche, welche als Gelenkplatten bezeichnet werden; einer von den einzuführenden Stäben ist immer mit der Gelenkplatte fest vernietet, während die übrigen durch konisch abgedrehte Bolzen mit derselben verbunden sind, sodaß eine Veränderung des Winkels je zweier benachbarten Stäbe ermöglicht ist. Einer von diesen Bolzen ist genau im mathematischen Kreuzungspunkt angebracht (Centralbolzen), während die übrigen außerhalb dieses Punktes liegen, jedoch immer so, daß sich sämtliche Stabachsen im Knotenpunkte schneiden; die durch die excentrische Anordnung der Bolzen entstehenden Fehlerhebel sind außerordentlich klein. Die horizontalen Rippen sind durch Versteifungsflacheisen verbunden, durch welche die Aufgabe, einen in horizontaler Richtung steifen, in vertikaler Richtung beweglichen Knotenpunkt herzustellen, vollkommen gelöst ist. Diese Flacheisen werden auch benutzt, um einen Teil der Gurtungskräfte ohne Benutzung der Gelenkplatte direkt zu übertragen. Durch die Einschaltung kräftiger Winkeleisen wird die gabelförmige Fassung der Bolzen erleichtert. In der Nähe der

¹⁸⁾ Gerber. Notizen über Eisenkonstruktionen mit Gelenkverbindungen. Zeitschr. f. Bauk. 1882, S. 541.
— Manderla. Über die Wirkungsweise gelenkförmiger Knotenverbindungen. Allg. Bauz. 1886, S. 9.

Bolzenlöcher werden die Gelenkplatten und die Anschlußlaschen so verstärkt, daß die Projektion der Lochlaibung auf die Krafrichtung mindestens 40% des Bolzenquerschnittes beträgt. Nach Versuchen und Berechnungen Manderla's, welche schon an anderer Stelle beschrieben sind, ist jedoch die Wirkung der Bolzen nur teilweise eine entsprechende.

Es ist nun noch die nicht leicht zu beantwortende Frage zu berühren, ob die Bolzenkonstruktionen hinsichtlich des Materialaufwandes Vorteile gewähren. Unzweifelhaft ist es, daß namentlich bei größeren Brücken alle auf Zug beanspruchten Teile weniger Material erfordern, als die entsprechenden der genieteten Konstruktionen, da die Masse des Auges einen geringen Teil der Gesamtmasse ausmacht und der volle Querschnitt des Zuggliedes ausgenutzt werden kann, während bei jenen der volle Querschnitt durchgeführt werden muß, von dem jedoch nur der durch Nietflächenabzug geschwächte ausgenutzt wird. Dies verursacht nach Berechnung des Verfassers bei Stablängen von mehr als der 20fachen Breite 5%, bei solchen von mehr als der 50fachen Breite 10% Mehrverbrauch an Material, während bei ganz kurzen Stäben sich der Vergleich zu Gunsten der Nietkonstruktion stellt.

Hingegen ist nicht zu leugnen, daß bei gelenkförmiger Verbindung der gedrückten Stäbe die Sicherheit gegen Ausknicken einen höheren Prozentsatz an Fläche verlangt als bei Stäben, die durch Vernietung an den Kreuzungsstellen an freier Länge verlieren, was den Unterschied wieder ausgleicht.

Indem wir hinsichtlich spezieller Gewichtsangaben auf die weiter unten gemachten Angaben verweisen, wollen wir hier eine Reihe von Zahlen anführen, welche die auf gleicher Grundlage hinsichtlich Belastung und zulässiger Inanspruchnahme beruhenden, von europäischen und amerikanischen Brückenbau-Anstalten eingelieferten Projekte für die Erbauung der Miramachi-Brücke in Kanada ergeben haben:

	Felderlänge in Metern	Trägerhöhe in Metern	Gewicht in Tonnen
Genietete Träger	1,8—2,4	4,9—5,5	248—205
" "	2,7—3,2	6,1	143—139
Träger mit Bolzenverbindungen . .	2,7—3,4	6,1—6,7	130—124
" " "	3,7—4,3	7,6—8,5	113—104

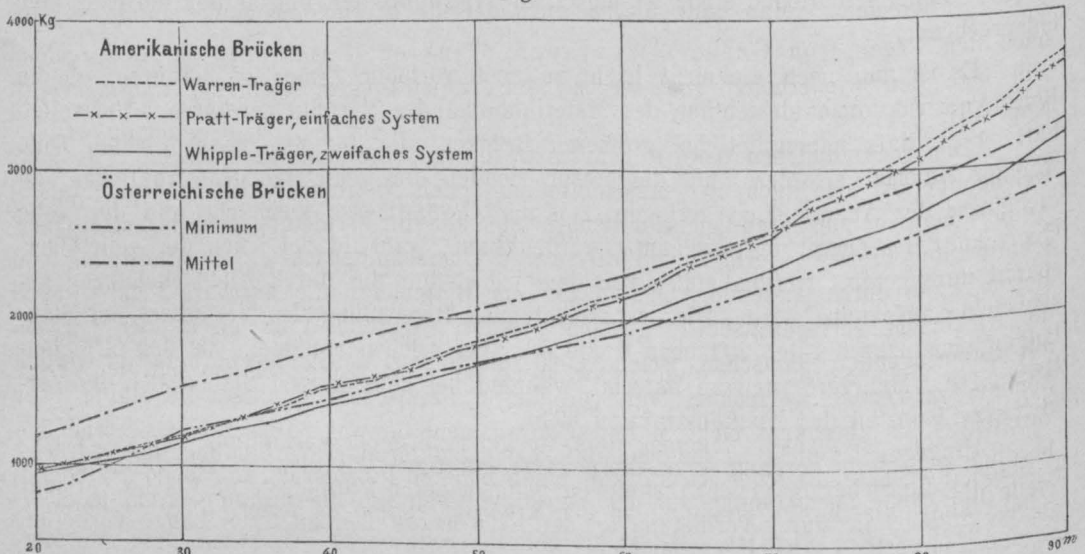
Die Brücke besitzt 17 Öffnungen von je 60,9 m Spannweite und trägt ein Gleis. Die Vorschriften verlangten 703 kg f. d. qcm als zulässige Inanspruchnahme für Zug, 560 kg f. d. qcm auf Druck. Einen direkten Vergleich lassen indessen diese Zahlen nicht zu, da sich aus denselben nicht konstatieren läßt, wie viel auf Rechnung der größeren Träger, wie viel auf Rechnung der Anordnung beweglicher Knotenpunkte zu schreiben sei. Nach Clarke macht sich erst bei Spannweiten über 60 m eine Gewichtsersparnis geltend.

Ein unmittelbarer Vergleich der Gewichte amerikanischer Gelenkträger und der genieteten Konstruktionen wäre nur auf Grund von Projekten möglich, welche für dieselben Spannweiten, Belastungen und Inanspruchnahmen konstruiert sind. Näherungsweise gelangt man zu Resultaten, wenn man die Gewichte ausgeführter Bauwerke vergleicht. Wir benutzen hierzu eine Arbeit A. J. Du Bois jun.¹⁹⁾; derselbe entwickelt auf Grund neuerer Konstruktionen Formeln für das Eigengewicht eiserner Brücken amerikanischen Ursprungs, aus welchen durch Einführung des metrischen Maßes die

¹⁹⁾ Transactions of the American Society of civ. eng. 1888, I. S. 179 u. f.

graphische Darstellung Fig. 37 entstanden ist. Über jene ausführliche Arbeit siehe neben der Quelle auch einen Aufsatz R. Pollak's.²⁰⁾

Fig. 37.



Die Abscissen geben die Spannweiten, die Ordinaten die Eigengewichte für den laufenden Meter in kg an; in letzteren sind die Gewichte der Auflager und des Oberbaues nicht enthalten.

Die Darstellung, welcher die mittleren Gewichte österreichischer Brücken vergleichend beigegeben sind, zeigt bis 60 m Spannweite keine wesentlichen Differenzen, für grössere Spannweiten scheinen die amerikanischen Brücken mehr Material zu verlangen, insbesondere bei einfachen Systemen; dies dürfte dem Mehraufwande an Material zuzuschreiben sein, welcher bei langen und freien Druckstäben durch Rücksichten auf die Knickfestigkeit bedingt wird. Den ermittelten amerikanischen Gewichten liegen die günstigsten Höhen zu Grunde, sodass dieselben vielleicht mit den Minimalwerten der österreichischen Gewichte verglichen werden dürfen. Übrigens sei nochmals erwähnt, dass auf dem angegebenen Wege genaue Ergebnisse sich nicht gewinnen lassen.

Bei den zerlegbaren und tragbaren Brücken, deren an dieser Stelle kurz gedacht werden soll, tritt der Bolzen als Schraubbolzen an die Stelle des Nietes, also in anderer Weise als vorhin erörtert. Dergleichen Brücken haben namentlich für militärische Zwecke große Wichtigkeit, aber auch für die rasche Ausführung anderer Brücken und für die Bauten in Kolonien sind dieselben von nicht geringer Bedeutung. Auf die Einzelheiten soll hier nicht eingegangen werden; es genüge Verweisung auf die unten bezeichneten Mitteilungen.²¹⁾

²⁰⁾ Über das Eigengewicht amerikanischer Brücken im Vergleiche zu europäischen Konstruktionen. Techn. Blätter 1890.

²¹⁾ Cottrau. Transportable eiserne Balkenbrücken und Brückenpfeiler. Engng. 1884, Bd. 37. — Zerlegbare Brücken von Eiffel und Cottrau. Der Bautechniker 1885, S. 223. — Anwendung zerlegbarer Brücken in Cochinchina. Génie civil 1886, Juli u. Aug., S. 199 u. 225. — Tragbare Brücken für Kriegszwecke und unbebaute Gegenden. Génie civil 1888, Bd. XIII, S. 193. — Liébaux. Umbau von Kunstbauten während des Betriebes unter Anwendung von Eiffel's zerlegbaren Brücken. Revue générale des chemins de fer 1889, S. 135; vergl. daselbst S. 270. — Brochocki's tragbare Brücken. Engng. 1889, April, S. 322, vergl. Organ f. d. Fortschritte des Eisenbahnw. 1889, S. 203.

§ 13. Rechnungsmässige Ermittlung der Stabquerschnitte.

Zugquerschnitte werden ermittelt, indem man aus der Spannung des Stabes S unter Zuhilfenahme des Wertes K der zulässigen Inanspruchnahme die Querschnitte nach $F = \frac{S}{K}$ berechnet. Man kann hierbei entweder die Maximalspannung einführen oder nach den Regeln von Gerber, Weyrauch, Winkler, Landsberg u. a. vorgehen, will man den wiederholten und wechselnden Einwirkungen Rechnung tragen, vergl. Kap. VII, § 11.

Den so gefundenen Wert F nennt man die nutzbare Querschnittsfläche, d. h. jene, welche überall, also auch im Querschnitte der ersten Nietreihe vorhanden sein muß.²²⁾ Addiert man zur nutzbaren Querschnittsfläche den für die Vernietung erforderlichen Querschnittsanteil hinzu, so erhält man die wahre Querschnittsfläche. Bei Anordnung von Bolzen kann durch passende Abmessungen am Bolzenauge die nutzbare Fläche gleich der wirklichen Querschnittsfläche gemacht werden. Werden Winkeleisen oder T-Eisen mit vorspringenden Flantschen, welche nicht unmittelbar am Stehbleche befestigt werden können, verwendet, so rechnet man von diesen Flantschen mitunter die Hälfte oder Zweidrittel als überhaupt nicht in Betracht kommend hinweg. Dieser in Österreich be-
hördlich geforderte Vorgang ist insofern zu rechtfertigen, als dicht an der Befestigungsstelle die ganze Zugspannung auf den befestigten Flantsch übertragen werden muß.

Druckquerschnitte. Es ist als nahezu erwiesen zu betrachten, daß eine Zerstörung des Materials durch reinen Druck nicht möglich ist. Eine unendliche kleine Kugel, welche in allen Oberflächenelementen einen gleich großen Druck erfährt, kann nicht zerstört werden²³⁾, wohl aber sind es Schub- und Zugspannungen, welche zur Zerstörung führen können. In allen unseren Konstruktionen treten nie reine Druckspannungen, sondern stets gleichzeitig Schubspannungen, ja bei Knickungsgefahr Zugspannungen auf, die den Körper zu bleibender Formänderung führen. Unsere Druckfestigkeits-Koeffizienten besagen nichts anderes, als wie viel Kilogramm Druck f. d. qcm ein bestimmter Probekörper, von welchem zwei entgegengesetzte Seitenflächen beansprucht werden, während die anderen frei ausweichen können, aufzunehmen vermag, ehe ein Trennen längs bestimmter Flächen auftritt. Es erscheint daher zweckmässig, für die Berechnung die Biegungen mit heranzuziehen.

Für einen vertikalen, an einem Ende eingespannten Stab sei

P die in Richtung der ursprünglich geraden Stabachse wirkende Kraft,

P_0 die Belastung, welche eine Knickung herbeizuführen imstande ist,

J das für die Biegung in Betracht kommende, in der Regel kleinere der beiden

Trägheitsmomente des Stabquerschnittes,

l die Länge des am unteren Ende fest eingespannten Stabes,

a die Entfernung des Lastangriffspunktes vom Schwerpunkte des Endquerschnittes,

y_0 die Durchbiegung am freien Stabende,

y die Durchbiegung an einer beliebigen Stelle, welche um x von der Einspannungsstelle absteht,

alsdann ist das Biegemoment

$$M = P(a + y_0 - y),$$

²²⁾ In Frankreich wird bis heute noch von einem Nietlochabzuge abgesehen, dagegen nur eine zulässige Inanspruchnahme von 600 kg f. d. qcm zu Grunde gelegt.

²³⁾ Versuche von Kiek (Techn. Blätter 1889, S. 165) u. a. haben gezeigt, daß selbst spröde Materialien, wie Kalkspat u. s. w., wenn sie gegen seitliches Ausweichen geschützt werden, große Formveränderungen erleiden können, ohne zu brechen.

mithin die Gleichung der elastischen Linie

$$\frac{d^2 y}{dx^2} = \frac{P}{EJ} (a + y_0 - y).$$

Dieser Gleichung entspricht die Lösung

$$y = (a + y_0) \left(1 - \cos \sqrt{\frac{P}{EJ}} x \right),$$

woraus für $x = l$

$$y_0 = a \left(\frac{1}{\cos \left(l \sqrt{\frac{P}{EJ}} \right)} - 1 \right).$$

Beispiel. Für einen schmiedeeisernen Stab von $l = 100$ cm und 1 cm Durchmesser findet sich bei $E = 2000000$, $J = \frac{\pi}{64} d^4 = \frac{1}{20}$, $l = 100$

$$y_0 = a \left(\frac{1}{\cos \sqrt{\frac{P}{10}}} - 1 \right).$$

Für den Hebelarm a wollen wir uns einen kleinen Betrag vorstellen, der die Abweichung des Angriffspunktes der Kraft vom Schwerpunkte zeigt, dann wird für

$P =$	5	10	15	20	22,5	24,674	kg
$y_0 =$	0,32	0,85	1,95	5,54	13,16	∞	. a.

Wie klein auch immer a sein mag, so lange es überhaupt endlich bleibt, wird für eine gewisse Belastung, in unserem Beispiel für $P_0 = 24,674$ kg, das Ausweichen des Endquerschnittes unendlich groß werden; in endlicher Entfernung wird der Stab gar nicht in eine Gleichgewichtslage kommen, er wird ausknicken. Jene Kraft P_0 läßt sich auch auf experimentellem Wege sehr schön nachweisen.²⁴⁾ Allgemein läßt sich P_0 aus der Bedingung für $P = P_0$, $y_0 = \infty$ rechnen, d. i. mit

$$\cos \left(l \sqrt{\frac{P_0}{EJ}} \right) = 0,$$

woraus

$$P_0 = \frac{\pi^2}{4} \frac{EJ}{l^2},$$

wenn ein Stabende eingespannt, eins frei beweglich.

Aus diesem Falle leitet sich leicht ab:

$$P_0 = \pi^2 \frac{EJ}{l^2},$$

wenn beide Stabenden frei beweglich,

$$P_0 = 4 \pi^2 \frac{EJ}{l^2},$$

wenn der Stab beiderseits fest eingespannt, oder allgemein

$$P_0 = \omega \pi^2 \frac{EJ}{l^2},$$

wenn ω ein von der Befestigungsweise abhängiger Koeffizient.

Für die Axialkraft S , welche der Stab wirklich aufnehmen darf, wird man $P = nS$ setzen, worin n der Sicherheitsgrad; dann ergibt sich bei frei beweglichen Enden

$$S = \frac{\pi^2}{n} \frac{EJ}{l^2} \dots \dots \dots 4.$$

und für die einfache Druckfestigkeit, wenn K die zulässige Inanspruchnahme,

$$S = KF \dots \dots \dots 5.$$

Setzt man für Schweißseisen $K = 750$ at, $n = 5$, $E = 2000000$ at, $l = 300$ cm, so finden sich z. B. für $S = 6000$ kg die Werte $F = 8$ qcm, $J = 135$ cm⁴.

²⁴⁾ Siehe C. Bach. Elasticität und Festigkeit. Berlin 1889, S. 101 u. f.

Wollte man den Querschnitt aus zwei Winkelleisen bilden, so liefse sich mit Winkelleisen von $\frac{75 \cdot 75}{10}$ ein kleinstes Trägheitsmoment von 145 cm^4 erreichen, während die wirkliche Fläche $28,0 \text{ qcm}$ wäre, wir müssen daher nach Formel 4 konstruieren. Nur für ganz kleine Längen würde Formel 5 maßgebend sein und zwar dann, wenn

$$l \leq \pi \sqrt{\frac{E}{nK}} \cdot i,$$

wobei $J = F i^2$, also für $K = 750 \text{ at}$, $n = 5$, $E = 2000000 \text{ at}$, $l \leq 72 i$ wird, kann nach der direkten Formel 5 vorgegangen werden.

Offenbar aber wird, noch lange ehe die Kraft P die gefährliche GröÙe P_0 erreicht, die Elastizitätsgrenze des Stabmaterials an einer anderen Stelle überschritten werden und dies ist jene, für welche das Moment M den größten Wert erreicht, also die Einspannungsstelle. Ist aber dies der Fall, dann wird die weitere Vergrößerung des Hebelarmes bleibende Durchbiegungen erzeugen u. s. w. Wir wollen uns nun zur Aufgabe stellen, den Stab so zu berechnen, daß am gefährlichsten Querschnitte die zulässige Inanspruchnahme eben erreicht werden darf, und haben dann für den Querschnitt an der Einspannungsstelle

$$K = \frac{P}{F} + \frac{M e}{J} = \frac{P}{F} + \frac{P(y_0 + a) e}{J},$$

und da $y_0 + a = \frac{a}{\cos \left(l \sqrt{\frac{P}{EJ}} \right)}$ und $J = i^2 F$,

$$K = \frac{P}{F} \left(1 + \frac{e a}{i^2 \cos l \sqrt{\frac{P}{EJ}}} \right) \dots \dots \dots 6.$$

Gegen die unmittelbare Anwendung dieser Formel sprechen nun die Unbestimmtheit des Wertes a und die umständliche Berechnungsweise der Kosinus-Funktion.

Um zu einer brauchbaren Formel zu gelangen, kann man setzen

$$\frac{a e}{\cos l \sqrt{\frac{P}{EF}}} = \alpha \cdot l^2,$$

worin α ein Koeffizient, und erhält dann

$$K = \frac{P}{F} \left[1 + \frac{\alpha l^2}{i^2} \right].$$

Wäre F_1 der reine Zugquerschnitt, d. h. jene Querschnittsfläche, welche erhalten wird, wenn man die gegebene Spannung P durch die zulässige Inanspruchnahme K dividiert, so kann man, da $F_1 = \frac{P}{K}$, auch setzen:

$$F = F_1 \left[1 + \frac{\alpha l^2}{i^2} \right] \dots \dots \dots 7.$$

Gerber nimmt für die Fachwerksstäbe unserer genieteten Eisenkonstruktionen $\alpha = 0,0001 \text{ an.}^{25)}$

Jener empirische Ausdruck für F ist indessen ein ganz roher und nur deshalb zu empfehlen, weil er in den vorkommenden Fällen einen wirklichen oder scheinbaren Überschufs an Material gegenüber der sekundären Spannung giebt; α ist zudem von P , l und i abhängig. Um bessere Einsicht zu gewinnen, wird man in zweifelhaften Fällen

²⁵⁾ Man hat vielfach versucht, die Form $\frac{(y_0 + a) e}{i^2} = \alpha \frac{l^2}{i^2}$, also α , wissenschaftlich zu rechtfertigen.

Hüseler z. B. setzt: $f = (y_0 + a)$, Biegungspfeil $= \frac{l^2}{8 \rho}$ und $e = \beta \rho$ und erhält dann $\alpha = \frac{\beta}{8}$. — Andere Ableitungen geben Krohn in: New formula for compression members. Transactions of the society of civ. eng., vol. XV, Juli 1886, No. 338; er findet: $F = F_1 \left(1 + \frac{1}{8} \frac{K l^2}{E i^2} \right)$ und Steiner weiter unten S. 447.

die Sekundärspannungen nach den früher angegebenen Methoden wirklich rechnen. Bei Anwendung der Formel erwächst der missliche Umstand, daß zur Berechnung des fraglichen Querschnittes der Trägheitsradius des zu ermittelnden Querschnittes gebraucht wird; doch besitzt man eine Reihe von Behelfen, die Berechnung zu erleichtern.

Stellen wir uns den Zugquerschnitt F_1 und den Druckquerschnitt F als Figuren vor, welche beide einer typischen, bloß durch Verhältniszahlen gegebenen Gestalt ähnlich sind, so können wir setzen $J = \tau F^2$, worin τ ein von der Form des Querschnittes abhängiger Koeffizient. Dieser Koeffizient bleibt bei vielen Formen nahezu konstant, wenn auch die Abmessungen sich ändern; für 4 Winkeleisen, welche kreuzförmig aufeinander genietet werden, ist er z. B. 0,18 bis 0,22, also verhältnismäßig wenig veränderlich. Durch Einführung dieses Wertes in die Knickungsformel erhält man

$$F = F_1 \left(0,5 + \sqrt{\frac{\alpha l^2}{\tau F_1} + 0,25} \right).$$

Die Annahme bestimmter Querschnitte wird ferner dadurch bedeutend vereinfacht, daß merkwürdigerweise für bestimmte Querschnittsformen gewisse Verhältnisse nahezu unveränderlich sind. Bezeichnet man z. B. die Breite mit b , die Eisenstärke mit d , so ist sehr annähernd:

$$\text{für Kreuzquerschnitte } i = 0,2 b, \text{ daher } F = F_1 \left[1 + \alpha \left(\frac{5l}{b} \right)^2 \right],$$

$$\text{für Rohrquerschnitte } i = 0,33 b, \text{ daher } F = F_1 \left[1 + \alpha \left(\frac{3l}{b} \right)^2 \right].$$

Mittels dieser Angaben kann man oft einen richtigen Wert für F durch Interpolation finden. Der Druckquerschnitt wird bei demselben Werte F_1 um so größer, das Profil aber um so unökonomischer, je kleiner τ ist, es geben daher die Werte τ für einzelne Profilformen einen Maßstab zur Vergleichung einzelner Profil-Sorten.*)

Beispiel. Man habe für eine bestimmte Spannung den nötigen Zugquerschnitt mit $F_1 = 67$ qcm gefunden, wobei $l = 400$ cm. Es soll der Druckquerschnitt berechnet werden, wenn die Breite gleich der zehnfachen Eisenstärke angenommen wird. Die genauere Rechnung liefert:

$$F_1 = 19 d^2; J_1 = \frac{1}{12} (10 d)^3 d + \frac{1}{12} d^3 \cdot 9 d = \frac{1009}{12} d^4; \tau = \frac{J}{F^2} = \frac{1009}{12 \cdot 361} = 0,233. \text{ Daher}$$

$$F = F_1 \left(0,5 + \sqrt{\frac{0,0001 \cdot 160000}{0,233 \cdot 67} + 0,25} \right) = 1,63 F_1;$$

$$F = 1,63 \cdot 67 = 109 \text{ qcm}; \quad d = \sqrt{\frac{109}{19}} = 2,4 \text{ cm}; \quad b = 24 \text{ cm}.$$

Würde man der Näherungsregel folgend $b = 24$ cm annehmen, so erhielte man

$$F = F_1 \left[1 + 0,0001 \left(\frac{5 \cdot 400}{24} \right)^2 \right] = 1,69 F_1 = 113 \text{ qcm},$$

ein Wert, welcher gegen den oberen nur um 3,7% differiert. Im Falle man b annimmt, darf natürlich das Verhältnis $\frac{d}{b}$ nicht mehr als gegeben betrachtet, sondern muß als unbekannt berechnet werden; man findet $F_1 = 2 b d - d^2$, woraus $d = 2,5$ cm.

Bemerkungen. Die für Berechnung der Knickfestigkeit übliche Regel wird gewöhnlich nach Schwarz-Rankine in der Form $\frac{D}{F} = \frac{C}{1 + \alpha \left(\frac{l}{i} \right)^2}$ geschrieben, worin D den die Zerstörung herbei-

führenden Axialdruck, F die Querschnittsfläche des Stabes, l die Länge desselben, i den Trägheitsradius in Richtung der leichtesten Durchbiegung, C und α Erfahrungskoeffizienten bezeichnen.

Neben den bekannten Versuchen von Hodgkinson, aus denen diese in England und Amerika übliche Regel entwickelt wurde, sind insbesondere die Versuche interessant, welche 1875 auf Veranlassung der Cincinnati-Südbahn gemacht wurden.²⁶⁾

*) Wir wollen nicht unterlassen zu bemerken, daß gegen die auf vorstehenden Seiten erörterte Theorie schwerwiegende Einwände erhoben werden können; man vergl. Zimmermann: „Über den Sicherheitsgrad der Baukonstruktionen, insbesondere der auf Knicken beanspruchten Körper“. Centrabl. 1886, S. 217. Die Herausgeber.

²⁶⁾ Vergl. Report on the progress of work, of construction etc. of the Cincinnati Southern Railway by Thomas D. Lovett, Cincinnati 1875; ferner Steiner. Über Brückenbauten in den Vereinigten Staaten u. s. w. Wien 1878, S. 80 und Winkler im Civil-Ingenieur 1878, 1. Heft.

Nach Rankine hat man anzunehmen:

wenn beide Enden flach aufsitzen, $\alpha = \frac{1}{36000} = 0,000028$,

wenn ein Säulenende flach aufsitzt, das andere abgerundet ist, $\alpha = \frac{2}{36000} = 0,000056$.

Auf Grund der Versuche wählte die genannte Gesellschaft $C = 38000$ Pfd. f. d. engl. Quadratzoll = 2670 kg f. d. qcm und fünffache Sicherheit.

Dies giebt, wenn wir somit $D = 5P$, wobei P die größte zulässige Axialkraft, welche der Stab aufnehmen darf, wählen und die Enden flach aufsitzen:

$$F = \frac{P}{530} \left[1 + 0,000028 \left(\frac{l}{i} \right)^2 \right].$$

Bei den Viadukten genannter Bahn (vergl. T. XX, F. 1) finden wir die auf Metermaß umgerechnete Regel angenommen

$$F = \frac{P}{387} \left[1 + 0,000028 \left(\frac{l}{i} \right)^2 \right], \text{ worin } P \text{ in kg und } F \text{ in qcm.}$$

Ausführliche Versuche liegen ferner von Bauschinger und Tetmajer vor. Letzterer findet auf Grund von Versuchen für Einspannung der Stäbe zwischen Spitzenkörnern für Flußeisen $C = 2650$ at, für Schweisseisen $C = 2350$ at, und für α den Wert $\alpha = 0,0001 \sqrt{0,00867 \left(\frac{l}{i} \right)} - 0,6936$, sodafs für $\frac{l}{i} = 80$, $\alpha = 0$ würde, hier also die eigentliche Knickung ein Ende hätte.

Dies gäbe für

$\frac{l}{i} =$	80	90	100	200	250
$\alpha =$	0,000000	0,000029	0,0000416	0,000102	0,00012

und auf unsere Form gebracht bei fünffacher Sicherheit

$$F = \frac{P}{530} \left[1 + \alpha \left(\frac{l}{i} \right)^2 \right] \text{ für Flußeisen, } F = \frac{P}{470} \left[1 + \alpha \left(\frac{l}{i} \right)^2 \right] \text{ für Schweisseisen.}$$

Für die Euler'sche Formel findet Tetmajer die Werte.

$$\frac{D}{F} = 21287300 \left(\frac{l}{i} \right)^2 \text{ für Flußeisen, } \frac{D}{F} = 19305700 \left(\frac{l}{i} \right)^2 \text{ für Schweisseisen.}$$

Dies gäbe bei fünffacher Sicherheit im Sinne unserer Schreibweise für das Trägheitsmoment in cm^4 :

$$J = \frac{P \cdot l^2}{4257460} \text{ bei Flußeisen, } J = \frac{P \cdot l^2}{3861140} \text{ bei Schweisseisen.}$$

Im deutschen Normalprofilbuch wird bei sämtlichen hier angeführten Walzeisen gegeben $J = \frac{P l^2}{4000000}$.

Bemerkung des Verfassers. Für die Ermittlung der Spannung aus der Biegelinie des Stabes haben wir gefunden:

$$\sigma = \frac{P}{F} + \frac{Pae}{J} \sec l \sqrt{\frac{P}{EJ}}.$$

Bedenkt man, daß unsere ganze Elasticitätstheorie streng genommen nur für sehr kleine Spannungen bezw. Formänderungen gültig ist, nimmt man also P als sehr klein an, so läßt sich der Ausdruck für die Sekante direkt in eine konvergente Reihe entwickeln und man erhält

$$\sigma = \frac{P}{F} + \frac{Pae}{J} + \frac{l^2 P^2 ae}{2 EJ^2} + \dots \text{ oder}$$

$$F = \frac{P}{\sigma} \left[1 + \frac{ae}{i^2} + \frac{ae}{2 E i^2} \cdot \frac{l^2}{i^2} \cdot \frac{P}{F} \right].$$

Nimmt man an, daß $\frac{P}{F} = 800$ at, $E = 2000000$ at, $ae = i^2$, so ergäbe sich

$$F = \frac{P}{\sigma:2} \left[1 + 0,0001 \frac{l^2}{i^2} \right],$$

ein Ausdruck, der als direktes Ergebnis der theoretischen Ableitung auf dem Prinzipie beruht, daß die stets vorhandene Excentricität der angreifenden kleinen Druckkraft nicht aus der Kernweite des Querschnittes fällt, welche durch $\alpha = \frac{i^2}{e}$ gegeben erscheint.

§ 14. Querschnittsformen der Füllungsstäbe.

Zugstäbe. Für die gezogenen Stäbe der europäischen Brücken kommen meist Flacheisen in Anwendung; man geht hier mit der Breite bis 75 cm, mit der Stärke bis 2 cm (selten 3 cm), mit der Länge bis auf 11 m, noch größere Längen kommen selten vor, da man in solchen Fällen passender einzelne Stücke durch Verlaschung kuppelt (Leck-Brücke bei Kuilenburg). Durch Änderungen in der Stärke und Breite lassen sich die Kaliber leicht den nötigen Flächen anpassen. Anstatt jeden Zugstab durch ein ein-

ziges Flacheisen zu bilden, hat man häufig zwei solcher symmetrisch zu beiden Seiten des Stehbleches befestigt oder wohl gar bei TT-förmigen Gurten vier Flacheisen angeordnet. Doch entstehen bei Anwendung zweier oder mehrerer Flacheisen leicht ungleiche Spannungen durch die Montierung. Die Flacheisen haben den Nachteil, daß sie infolge ihrer geringen Steifigkeit leicht in Schwingungen geraten, wodurch eine Vermehrung der Spannung bei Belastung und die Gefahr einer Lockerung der Endbefestigungen entsteht. Man kann dem Ausbiegen im Falle der Anwendung zweier Flacheisen in bestimmter Entfernung der Tiefe nach durch Verbindung mittels Stehbolzen, Einlegen schmalen, mit den Bändern vernieteter Blechstreifen, insbesondere aber dadurch vorbeugen, daß man gegen die Mitte Einlagen von größerer Stärke, als die Entfernung der Flacheisen beträgt, anwendet, wodurch dieselben jedoch eine Erhöhung der Anspannung erfahren. Ein weiterer Nachteil langer breiter Flacheisen besteht wohl auch darin, daß dieselben der Bestrahlung durch die Sonne eine große Fläche bei verhältnismäßig geringem Volumen bieten und sich infolge dessen rascher erwärmen und ausbiegen. Man hat den Zugbändern, um einem Ausbiegen mehr vorzubeugen, wohl bereits bei der Montierung eine geringe Anfangsspannung gegeben; näheres hierüber wird im Kapitel über Ausführung eiserner Brücken gebracht. Auch die Nebenspannungen werden bei breiten, flachen Stäben stets größer als bei gedrungener Anordnung. Vielfach hat man in neuerer Zeit für die gezogenen Stäbe steife Querschnitte in Anwendung gebracht und zwar seitens der k. k. Generaldirektion in Österreich prinzipiell. Der Beweggrund, Flacheisen des geringeren Preises willen anderen Querschnitten vorzuziehen, hat heute an Wert verloren, da die Preisunterschiede nicht mehr groß sind. Wenn man aber Winkeleisen und ähnliche Formen anwendet, so wird in der Regel nicht die ganze vorstehende Flantschenbreite (in Österreich z. B. von dem vorstehenden Winkeleisenflantsch nur ein Drittel oder die Hälfte) für den Zugquerschnitt in Rechnung gezogen.

Druckstäbe. Die zur Bildung von Druckstäben bei genieteten Anschlüssen üblichen Querschnitte sind:

1. Der L-förmige, aus einzelnen Winkeleisen gebildet; er eignet sich jedoch nur für kleine Spannweiten, insbesondere aber zu den auf Druck beanspruchten Gliedern des Horizontal- und Vertikal-Verbandes. Ist b die Breite, d die Stärke der Schenkel, so wird, wenn $\frac{b}{d} = n$, $\tau = \frac{5n^4 - 10n^3 + 11n^2 - 6n + 1}{12(2n-1)^3}$ (vergl. § 13, S. 446) oder angenähert innerhalb der vorkommenden Grenzen: $\tau = 0,0514n - 0,015$, speziell wird

$n =$	5	10	15	20
$\tau =$	0,242	0,499	0,756	1,018.

2. Der T-förmige, entweder aus einem Stücke gewalzt oder aus zwei Winkeln mit oder ohne Stehblech dazwischen geformt. Durch Aufnieten von Kopfblechen läßt sich eine weitere Veränderlichkeit erzielen. Die Verbindung mit den vertikalen Flächen des Gurtes ist einfach durchzuführen. Macht man die Höhe gleich der Breite und setzt wieder $\frac{b}{d} = n$, wenn d die Stärke, so stimmt τ für die Achse parallel zum oberen Schenkel des T mit den Werten, welche für das L-Profil angegeben wurden, überein, für eine Achse durch den aufrecht stehenden Schenkel des T wird jedoch:

$$\tau = \frac{n^3 + n - 1}{n(2n-1)^2},$$

oder angenähert innerhalb der vorkommenden Grenzen $\tau = 0,020n + 0,033$, speziell wird:

$n =$	5	10	15	20
$\tau =$	0,133	0,233	0,336	0,440.

3. Der Γ -förmige Querschnitt. Die Verbindung mit dem Gurte ist eine einfache. Die Werte τ sind im allgemeinen ungünstiger als unter 1. und 2.

4. Der \perp -förmige Querschnitt. Er kann durch übereck stehende Winkelisen (\perp), aus auf verschiedenen Seiten liegenden Winkel- und Flacheisen, aus zwei \perp -Eisen oder in anderer Weise (Fig. 38) gebildet sein.

Fig. 38.



Fig. 40.

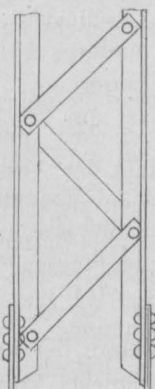


Fig. 39.



Macht man die beiden Seiten b gleich lang, so wird, wenn d die Eisenstärke für

$$\frac{d}{b} = \frac{1}{5} \quad \frac{1}{10} \quad \frac{1}{15} \quad \frac{1}{20}$$

$$\tau = 0,133 \quad 0,233 \quad 0,336 \quad 0,440.$$

Setzt man $b = nd$, so wird genau genug

$$\tau = 0,020n + 0,033.$$

Die Formel stimmt mit jener unter 2. überein.

5. Der I-förmige Querschnitt kann in der verschiedensten Weise gebildet werden. Für kleinere Spannweiten werden Walzeisen, bei größeren Brücken blechträgerartig zusammengesetzte Querschnitte verwendet, s. Fig. 39. Zweckmäßig kann man hier das Stehblech durch ein Flacheisengitter ersetzen (T. XII und Fig. 40).

Man findet solche Anordnungen insbesondere bei TT-förmigen Gurten. Der Stab besitzt meist eine verhältnismäßig geringe Steifigkeit gegen Ausbiegen in der Richtung der Gitterwand.

Für die deutschen Normalprofile findet man mit Rücksicht auf eine Schwerpunktsachse parallel zu den Flanschen:

Profil No.	8	20	50
$\tau =$	1,353	2,024	2,154,

also sehr günstige Werte. Hingegen werden die Werte für die Schwerpunktsachse parallel zum Steg sehr ungünstig; so ergibt sich z. B. für No. 2 $\tau = 0,146$.

Beispiele sonstiger ausgeführter Druckquerschnitte zeigen die Tafeln X bis XIV.

Wir schließen hieran einige Bemerkungen über die namentlich bei amerikanischen Brücken üblichen Druckstäbe.

Eine der ältesten Formen ist die Phönixsäule (T. XVI, F. 15). Das Profil besitzt eine für die Aufnahme von Druckspannungen sehr günstige Gestalt und bei Verwendung gusseiserner Anschlußstücke eine leichte Verbindungsfähigkeit, jedoch den großen Nachteil, daß der innere Raum für die Erneuerung des Anstriches unzugänglich ist. Clarke schlägt deshalb vor, Farbe in genügender Quantität durch ein oberes Loch hinein zu gießen, dieselbe durch ein unten angebrachtes wieder für den weiteren Gebrauch teilweise zu gewinnen und hierdurch die Erneuerung des Anstriches zu bewerkstelligen. Es ist dies ein ähnlicher Vorgang, wie er bei der St. Louis-Brücke zur Anwendung gebracht worden ist.

Die Bildung der Phönixsäule erfolgt stets durch mehrere Segmente; dieselben werden entweder an den Flanschen aufeinander genietet oder ihre Entfernung wird durch kurze, eingelegte Futterringe reguliert. Gegen die Mitte des Stabes werden die Ringe stärker gewählt, sodaß hierdurch eine Ausbauchung entsteht. Eine mit Zwischenräumen versehene Anordnung bietet die Möglichkeit, den Anstrich im Innern zu erneuern.

Statt der Segment-Ringform mit Flanschen, welche die Phoenixville Works für den Querschnitt gedrückter Stäbe anwenden, hat die Keystone Bridge Co. seiner Zeit eine polygonale Anordnung gewählt, welche in F. 6^a, T. XVI dargestellt ist.

Eine andere Säulenform zeigt T. XVI, F. 10. Die Herstellung dieser nietfreien Form geschieht in der Weise, daß die einzelnen Segmente für sich gewalzt und die so erhaltenen Stäbe in horizontaler Lage provisorisch durch Kloben zusammengehalten werden. Wenn dann die Nuteisen, welche die Flantschen der Segmente zum Schluß bringen, von rechts nach links über die Flantschen durch starken Zug aufgebracht sind, wird die Säule nochmals durch die Walzen geführt, wodurch sich die schwalbenschwanzförmigen Nuteisen so fest mit den Cylinderteilen verbinden, daß sie nur mit dem Meißel getrennt werden können. Die Herstellungskosten sollen sich nicht auf die Hälfte jener belaufen, die sich für genietete Säulen ergeben.

Die von der American Bridge Co. vielfach zur Anwendung gebrachten Druckstäbe (T. XVII, F. 10) bestehen aus zwei eigenen Profileisen (Trogeisen) und einem mit denselben vernieteten I-Eisen. Der Vorteil dieser Form ist, daß der Anstrich aller Flächen jederzeit erneuert werden kann, indem dieselben vollkommen zugänglich sind. Außerdem ist es da, wo der gedrückte Stab von dem Knotenpunkts-Bolzen durchsetzt wird, möglich, den Querschnitt und die Auflagerfläche durch Platten, welche in die Höhlungen des \sqcup -Eisens eingelegt und mit demselben vernietet werden, zu verstärken.

Bei mehreren Kompagnien, so der Louisville, der Baltimore, der Keystone Bridge Co. findet man vielfach auch die am Gurte F. 5, T. XX versinnlichte Form in Anwendung, s. auch T. XVII, F. 21. Sie entsteht durch zwei \sqsubset -Eisen, sogen. *channel bars*, und darüber genietete Kopfbleche oder Gitterwerk. Letztere Anordnung ist bei den Viadukten der Cincinnati-Südbahn fast allgemein in Anwendung und heute die in Amerika weitaus gebräuchlichste Form. Besondere Sorgfalt wird auch hier der Möglichkeit des Innenanstriches zugewendet und man findet aus diesem Grunde die vollen Kopfbleche in der Regel stellenweise durchbrochen. Hierher gehören auch die Post'schen Druckstäbe (F. 13 u. 14, T. XVII), deren Gestalt nach jeder Richtung hin durchgebildet ist.

Andere minder verbreitete Formen sind die von der American Bridge Co. für eiserne Pfosten eingeführten *lattice struts*, aus vier Winkeleisen als Eckversteifungen und dazwischen liegenden gitterförmigen Flacheisen bestehend; ferner die nach Art der englischen Druckstäbe angeordnete, aus zwei Flacheisen und dazwischen befindlichen Stehbolzen gebildete Form, aus dem Ganzen gewalzte $+$ -Eisen u. s. w.

Für die bei Verbindungen mit Bolzen üblichen Zugstäbe müssen die Flacheisen mit einem sogen. Auge zur Aufnahme des Bolzens versehen werden, dessen Form in § 16 besprochen werden wird.

Die Gegendiagonalen des vertikalen Gitterwerkes, sowie die Zugbänder der Windverstrebung werden meist aus Rund- oder Quadrateisen hergestellt, das entweder an beiden oder an einer Seite mit einem um den Bolzen greifenden Öhre versehen ist; an Stelle des zweiten ist dann ein Schraubengewinde vorhanden, welches mit Hilfe einer Mutter angezogen werden kann; im ersten Falle besteht die Schließse aus zwei an den Enden mit Gegengewinden versehenen Teilen, über welche ein Schraubenbügel greift, der die Adjustierung ermöglicht.

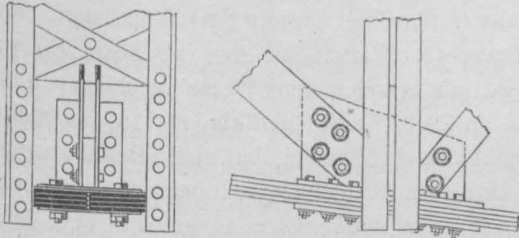
Die entschieden wichtigste Rolle spielen die zuerst genannten Zugglieder; für diese werden die Augen gesondert geformt und erzeugt und zwar nach verschiedenen Methoden, hinsichtlich welcher auf Kap. XVI (Ausführung der eisernen Brücken) S. 117 verwiesen werden muß.

§ 15. Die Gurtungen der Fachwerksbrücken.

Es mögen zunächst jene Formen zur Besprechung gelangen, welche bei genieteten Knotenanschlüssen üblich sind.

Der Zuggurt, welcher eine bestimmte Anordnung mit Rücksicht auf die Sicherheit gegen Einknicken nicht verlangt, kann als einfacher Bandgurt konstruiert werden, welcher aus mit abwechselnden Stößen übereinander gelegten Flacheisen besteht. In

Fig. 41. Rodach-Brücke. M. 1:20.



dieser Form ist er namentlich bei den Pauli'schen Trägern in Anwendung gekommen, die Niete sind hierbei mitunter durch Schrauben ersetzt, wie Fig. 41 zeigt. Bei Parallelträgern, wo die Gitterstäbe an den Enden sehr stark ausfallen, eignet sich jedoch diese Anordnung nicht, da sie einer zweckmäßigen Befestigung der Stäbe Schwierigkeiten in den Weg legt. Man

hat die Flacheisen auch aufrecht gestellt, also gewissermaßen nur übereinander gelegte Stehbleche (sogen. Streifengurte) angeordnet. Die Rücksicht auf das Entstehen von Nebenspannungen läßt jedoch auch diese Form nicht zweckmäßig erscheinen, da dieselbe möglichst konzentrierte Querschnitte bedingt, wenn bei der Ausbiegung nicht bedeutende Spannungen in den äußersten Fasern entstehen sollen. Auch ist die Anbringung des Horizontalverbandes eine schwierigere.

Die am häufigsten vorkommende Gurtform, welche sich zur Aufnahme von Druck und Zug eignet, ist der T-Gurt. Man konstruiert ihn bei kleinen Brücken nur aus Winkeleisen oder einem T-Eisen und bildet ihn bei gröfseren Spannweiten aus Stehblechen, Winkeleisen und Kopfblechen, wie aus Fig. 42 zu ersehen ist. Man vergleiche F. 5, T. X; F. 8, T. XIII; F. 6 u. 7, T. XIV u. a. Nach Winkler ist, wenn l die Spannweite des Trägers in Metern, die Breite der Kopfbleche in Millimetern

Fig. 42.



bei zwei Trägern und 1 Gleis zu $150 + 4l$

" zwei " " 2 Gleisen " $150 + 8l$

anzunehmen. Ist die Breite neben den Winkeleisen gröfser als etwa 65 mm, so ordnet man vier Nietreihen, sonst zwei solcher an.

Die Höhe des Stehbleches hängt von der zur Befestigung der Stäbe nötigen Nietanzahl ab. Man wird gut thun, zunächst die Befestigungsweise der stärkeren Stäbe zu projektieren und alsdann die Höhe festzustellen. Weitere Aufschlüsse geben die Besprechungen über die Knotenverbindungen mit genieteten Knotenpunkten. Auch die Höhe des Querträgers und die Rücksicht für die nötige Steifigkeit kann ausschlaggebend sein. Zu hohe Stehbleche sind jedoch entschieden unzweckmäßig, weil sie in Bezug auf Sicherheit gegen Ausknicken nicht ganz in Betracht gezogen werden können (manche Konstrukteure nehmen für die Berechnung des nötigen Druckquerschnittes nur die halbe Stehblechhöhe in Rechnung) und weil die Nebenspannungen an den Enden bedeutend werden. Im Zuggurte geht bei hohen Stehblechen ein breiter Streifen wegen der in Abzug zu bringenden Nietlöcher verloren. Eine Abhilfe läßt sich durch Knotenbleche treffen. Die Dicke des Stehbleches soll im Druckgurte nicht unter $\frac{1}{15}$ seiner freien Weite bleiben. Einen großen Vorteil bietet die Verwendung zweier Stehbleche, weil Mängel des einen nur selten mit Mängeln des zweiten Stehbleches an derselben Stelle

zusammentreffen werden, womit eine grössere Sicherheit geboten wird. Erfahrungen beim Brückeneinsturz in Hopfgarten, welcher hauptsächlich auf Mängel im Stehblech zurückzuführen war, lassen obiges bemerkenswert erscheinen.

Die Dicke der Winkleisen wählt man ungefähr (in mm):

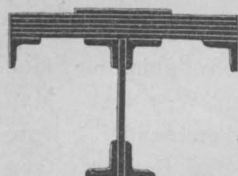
bei zwei Trägern und 1 Gleis $10 + 0,06 l$,

„ zwei „ „ 2 Gleisen $10 + 0,08 l$.

Die Breite der Schenkel ist nach den allgemeinen Regeln bestimmt. Der einfache T-Gurt ist bei eingleisigen Eisenbahnbrücken für den Parallelträger noch bis etwa 80 m, für den Parabelträger bis 100 m Spannweite anwendbar, bei breiten Straßenbrücken und zweigleisigen Eisenbahnbrücken mit zwei Trägern für Weiten bis etwa 50 bzw. 60 m.

Fig. 43.

Weser-Brücke in Bremen.



M. 1:20.

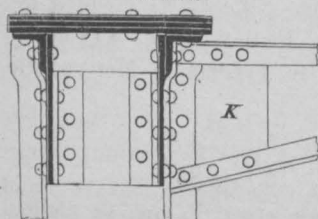
Man kann den Gurt in verschiedener Weise verstärken und dadurch zur Aufnahme größerer Kräfte befähigen. Um den Stehblechrand widerstandsfähiger zu machen, hat man schmale Kopfbleche aufgesetzt, welche an den Knotenverbindungen unterbrochen sind (T. XII, F. 3 u. 11) oder Winkleisen angenietet (Fig. 43). Derartige Winkleisen findet man auch an den Rändern der Kopfbleche angebracht; bei der Donau-Brücke zu Nufsdorf geschah dies in der ausgesprochenen Absicht, eine schönere Schattenwirkung zu erzielen (F. 3, T. XII).

Der doppelte und mehrfache T-Gurt entsteht durch die Verbindung zweier oder mehrerer nebeneinander liegenden T-Gurte mittels ein und derselben Kopfbleche. An ihre Stelle tritt an jenen Teilen, wo Winkleisen und Stehbleche allein zur Aufnahme des Druckes oder Zuges ausreichen, also z. B. an den Enden der Parallelträger, mit-

Fig. 44.

Donau-Brücke bei Maria-Ort.

M. 1:20.



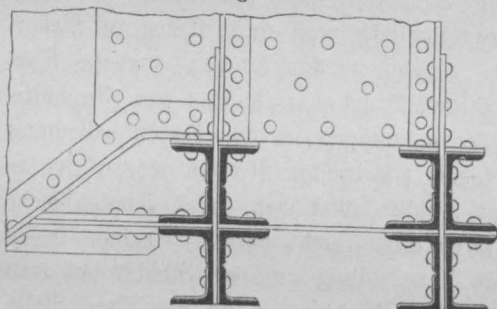
K Konsole.

unter ein Gitterwerk aus Flacheisen, vergl. T. XIV, F. 16. Für die Abmessungen der einzelnen Teile des Gurtes gelten die oben für den einfachen T-Gurt angegebenen Regeln. Den Abstand der Stehbleche mache man bei einer Trägerhöhe h mindestens $0,05 h$ (wir kommen hierauf in § 29 unter 2. zurück). Der doppelte T-Gurt eignet sich besonders für größere Spannweiten, weil er eine Vermehrung der Querschnittsfläche, die Anwendung I-förmiger Druckstäbe zulässt und mehr Sicherheit gegen Ausknicken bietet.

Wir finden diese Form daher bei vielen Brücken und erwähnen als Beispiele nur die in Fig. 44 und in F. 20, T. XII gezeichneten, ferner die Gurte der großen Brücke über den Leck bei Kuilenburg, der Brücke über den Rhein bei Mannheim u. s. w.

Der I-Gurt ist seltener zur Anwendung gelangt, da die Befestigung der Gitterstäbe Schwierigkeiten macht. Bei englischen Brücken findet er sich insbesondere dann,

Fig. 45.



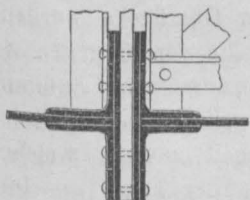
wenn die zwischen den Knoten angeordneten Querträger den Gurt auf Bruchfestigkeit in Anspruch nehmen.

Die liegende π -Form, die π -Form und daraus abgeleitete Anordnungen trifft man insbesondere bei solchen Konstruktionen, welche keine große Veränderlichkeit des Querschnittes bedingen, da sie in der Regel

die Verstärkung nur durch Kaliberwechsel zulassen. An Stelle einer vollen Horizontalplatte in der H-Form kann Gitterwerk treten, um die Verbindung der Gurtteile zu erzielen. Dies ist z. B. an der Weser-Brücke bei Corvey (Fig. 45) und an der Oder-Brücke bei Kosel (F. 11, T. XIV) geschehen. Die Weser-Brücke bei Corvey, mit Schwedlerträgern von 52,3 m Stützweite, besitzt in vertikaler Richtung zwischen den Winkeln in Abständen von 63 bis 80 cm schmale Blechstreifen. Der Gurt besteht daselbst aus zwei Teilen, welche genau den einfachen Gurten entsprechen, wie sie Schwedler an der Elbe-Brücke bei Meissen und in anderen Fällen angeordnet hat; auch hier sind in den vertikalen Lichtflächen, wie sie die Figur zwischen den Winkeleisen eines Gurtteiles zeigt, schmale eingelegte Blechstreifen sichtbar. Hierher gehörige Formen zeigen ferner der Viadukt über das Mölke-Thal (F. 17, T. X), die Weichsel-Brücke bei Thorn (F. 13^e, T. XV), die Warthe-Brücke bei Posen (F. 12^e ebendasselbst) u. a.

Der kreuzförmige Querschnitt ist insbesondere von Gerber zur Anwendung gebracht. Er wird durch vier oder mehr zusammenstossende Winkeleisen mit oder ohne eingelegte horizontale Blecheinlagen gebildet. Diese Form besitzt grosse Steifigkeit und Sicherheit gegen Einknicken, erweist sich günstig hinsichtlich des Auftretens von Nebenspannungen, hat ein kräftiges schönes Aussehen und gestattet eine leichte Ausführung der Querschnittsänderung durch Änderung in der Zahl und Dimension der Winkeleisen. An Stellen, wo die Querschnitte klein werden, braucht man nur zwei Winkel zu geben und kann die vertikalen oder horizontalen Kopfbleche selbst ganz weglassen. Da durch

Fig. 46.
Inn-Brücke bei Simbach.



M. 1:20.

die Änderung der Kaliber an den Wechselstellen Stufen entstehen, sind allerdings Kröpfungen daselbst meist unvermeidlich, wenn nicht durch Einschaltung kräftiger Knotenplatten Ersatz geschaffen wird, und die Stöße sind schwieriger herzustellen als bei den T-Gurten. Ein Beispiel zeigt Fig. 46. Zur Vergrößerung des Querschnittes sind an die vertikalen Kopfbleche vier Flacheisen angenietet, um Verkröpfungen der Vertikalen überflüssig zu machen. Auch bei dem Gerber'schen Gelenkträger T. XI ist der Kreuzgurt zur Anwendung gelangt.

Durch eine Säumung der horizontalen und vertikalen Kopfbleche mit Winkeleisen läßt sich eine Querschnittsvermehrung bewirken. Als Grenze für Anwendung dieser Gurtform kann man bei Parallelträgern etwa 100 m, bei Parabelträgern 120 m Lichtweite annehmen, im Falle man es mit leichten Straassenbrücken oder eingleisigen Eisenbahnbrücken zu thun hat; bei zweigleisigen Eisenbahnbrücken mindert sich diese Grenzweite auf etwa 60% jener Mafse.

Fig. 47.



M. 1:20.

Eine andere Art der $+$ -Form zeigt die Eipel- und Gran-Brücke in Ungarn (Fig. 47). Es sind daselbst nur zwei Querschnitte von etwa 210 und 280 qm Nutzfläche angewendet, von denen die stärkere durch Aufnieten von Kopfblechen erzielt ist.

Außer den genannten Gurtformen sind noch zahlreiche andere zur Anwendung gekommen, auf deren Vorführung jedoch verzichtet werden muß.

Die Querschnittsveränderungen der Gurten sind unter angemessener Berücksichtigung der Maximalmomente etwa in der Weise zu werkstelligen, wie F. 3, T. XIII angiebt. Dieselbe Figur zeigt eine nicht selten gewählte Anordnung der Stöße der Stehbleche, Winkel und Kopfbleche, bei welcher die einzelnen Stücke weit aneinander vorbeischießen. Für die Ausführung vorteilhafter ist indessen die in F. 2, T. XII gezeichnete Anordnung, welche sich in F. 15 derselben

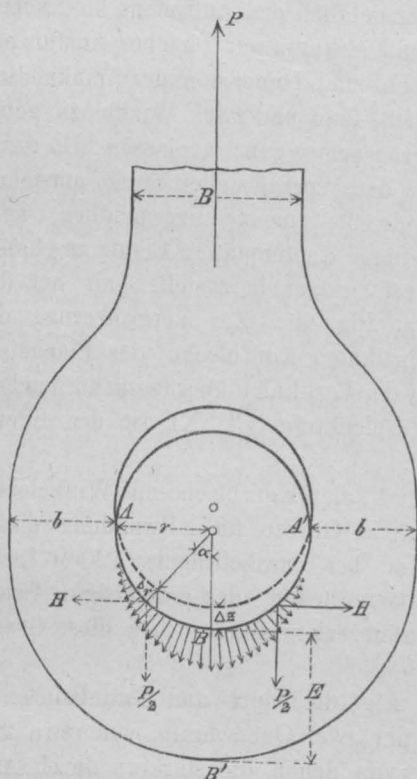
Tafel im wesentlichen wiederholt. Über die Behandlung der Werkzeichnungen für die Gurtmaterial-Verteilung vergleiche man Kap. XVI, S. 97.

Bei gelenkförmigen Knotenverbindungen findet man für die Gurte, im Falle Gufsstücke den Anschluß vermitteln, besonders häufig die bereits bei den Gitterdruckstäben erwähnten Phönix-Eisen und andere cylindrische Formen. Bei Durchführung des Anschlusses in Schmiedeeisen allein sind es insbesondere die \square -Form, das doppelte und mehrfache T-Kaliber, welche Anwendung gefunden haben. Näheres reiht sich besser bei Besprechung der Knotenanschlüsse ein.

§ 16. Theorie des Bolzenanschlusses.

Die Festigkeitsverhältnisse einer Bolzenverbindung können nur angenähert entwickelt werden, da jedoch dergleichen Untersuchungen nicht nur für diese Verbindung selbst, sondern auch für die Beurteilung genieteter Anschlüsse wesentliche Anhaltspunkte liefern, so möge etwas näher auf dieselben eingegangen werden.

Fig. 48.



Der Kraft P , mit welcher der Stab angespannt wird, stehen als Gegenwirkung die Drücke entgegen, welche an der Laibungsfläche ABA' (Fig. 48) auftreten. Machen wir zunächst die Annahme, daß der Bolzen gegen das Material des Auges sehr fest sei, so wird der ursprüngliche Mittelpunkt des Leitkreises der Laibungsfläche infolge Einwirkung der Kraft P um Δz hinaufrücken und längs der Oberfläche werden Formänderungen entstehen, die von B gegen A hin abnehmen. Unter der Voraussetzung, daß an jedem Punkte der Berührungsfläche eine radiale Reaktion ρ f. d. Flächeneinheit entstehe, welche der radialen Verkürzung Δr der Faser an der Berührungsstelle proportional ist, ergibt sich leicht aus der Figur für irgend einen Punkt C

$\Delta r = \cos \alpha \cdot \Delta z$ und $\rho = \kappa \cdot \Delta r$, wenn κ ein von der Natur des Materials abhängiger Koeffizient.

Es ergibt sich dann leicht für die Summe aller Vertikalkomponenten

$$P = \delta \cdot r \cdot \Delta z \cdot \kappa \int_{-\frac{\pi}{2}}^{+\frac{\pi}{2}} \cos^2 \alpha \cdot d\alpha = \delta r \cdot \Delta z \cdot \kappa \cdot \frac{\pi}{2}$$

und für die Summe der Horizontalkomponenten einer Hälfte

$$H = \delta \cdot r \cdot \Delta z \cdot \kappa \int_0^{\frac{\pi}{2}} \sin \alpha \cdot \cos \alpha \cdot d\alpha = \frac{\delta r \cdot \Delta z \cdot \kappa}{2}, \text{ woraus } \frac{P}{H} = \pi; H = 0,318 P.$$

Setzt man den Druck auf die Projektion der Laibungsfläche $= K_d$, so wird $P = 2 r \cdot \delta \cdot K_d$. Der Druck im B aber wird $\bar{K} = \kappa \cdot \Delta z$, woraus $\bar{K} = \frac{\kappa}{\pi} K_d = 1,27 K_d$.

Es würde hiernach der größte Laibungsdruck gleich 1,27 mal Laibungsdruck auf die Projektion sein.

Sollen die Abmessungen des Bolzens so bestimmt werden, daß K_s die zulässige Inanspruchnahme für Abscheren, \bar{K} der zulässig absolut größte Druck pro Flächeneinheit (Stauchungsdruck), K_z die zulässige Inanspruchnahme für Zug nicht überschritten wird, so ergeben sich aus den Beziehungen, wenn $2r = D$,

$$P = B \cdot \delta \cdot K_s = \frac{\pi}{4} D^2 \cdot K_s = \frac{\delta \cdot D \cdot \bar{K} \cdot \pi}{4}$$

die Relationen:

$$\frac{\delta}{D} = \frac{K_s}{\bar{K}}, \quad \frac{D}{B} = 1,27 \frac{K_z}{\bar{K}},$$

oder, wenn alles auf B zurückgeführt wird,

$$\frac{\delta}{B} = 1,27 \frac{K_s \cdot K_z}{\bar{K}^2}, \quad \frac{D}{B} = 1,27 \frac{K_z}{\bar{K}}.$$

Man wird setzen können für \bar{K} die Inanspruchnahme an der Elastizitätsgrenze etwa 1600 kg und erhält dann für den zulässigen Druck auf die Projektion der Laibungsfläche $1600 = 1,27 K_d$, also $K_d = 1256$ kg f. d. qcm. Die österreichische Brückenverordnung läßt $K_d = 1400$ kg zu.

Setzt man $K_s = 600$, $K_z = 800$, $\bar{K} = 1600$, so findet sich

$$\frac{\delta}{B} = 0,24, \quad \frac{D}{B} = 0,63 \text{ (Steiner).}$$

Tetmajer giebt $\frac{\delta}{B} = 0,25$, $\frac{D}{B} = 0,45$; Berkley empfiehlt $\frac{D}{B} = 0,75$; Fox macht $\frac{D}{B} = 0,66$.

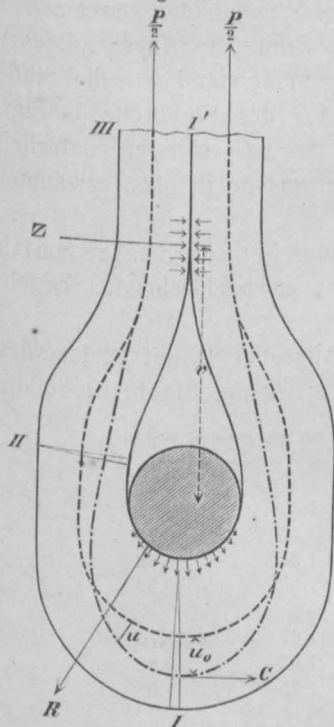
Die weiteren Abmessungen E und b , welche das Bolzenauge zu erhalten hat, lassen sich theoretisch nach folgenden Grundsätzen ermitteln: Man ersetze das Auge durch einen gekrümmten Stab, dessen Achse durch die gestrichelte Linie dargestellt wird. Denkt man sich denselben durch den Schnitt II' (Fig. 49) in zwei Teile

geteilt und die in der Schnittfläche auftretenden inneren Kräfte als äußere Kräfte substituiert, so wirken auf den linken Teil des Stabes die Resultierende R , deren Vertikalkomponente oben mit $\frac{P}{2}$, deren Horizontalkomponente mit $H = 0,638 \cdot \frac{P}{2}$ bestimmt wurde, ferner die Axialkraft C und die Kraft Z , welche der Tendenz des Auseinandergehens der Schleife das Gleichgewicht hält und die Mittelkraft von Zugspannungen im oberen Teile des Schnittes II' darstellt.

Die Kräfte R , Z , C und $\frac{P}{2}$ müssen sich das Gleichgewicht halten. Sie liefern zusammengesetzt die strichpunktirte Linie als Stützzlinie. Es sind unendlich viele solcher Stützzlinien möglich, da u , v und Z zunächst beliebig angenommen werden können; dann aber ist C bestimmt. Unter allen möglichen Stützzlinien tritt nach dem Arbeitsprinzip jene auf, welche von der Stabachse im Sinne der Theorie der kleinsten Quadrate am wenigsten abweicht, da $\int \frac{M^2 ds}{EJ} = \int \frac{u^2 \cdot C^2 ds}{EJ}$ ein Minimum

werden muß. Man kann eine solche Stützzlinie leicht durch bloßes Versuchen bestimmen; dieselbe wird etwa der strichpunktirten Linie folgen. Die Maximalmomente treten

Fig. 49.



dort auf, wo die Abweichung u der Stützlinie von der Stabachse ihre größten Werte erreicht. Die gefährlichsten Querschnitte befinden sich in unserem Falle an den mit Einrissen bezeichneten Stellen *I* und *II*. Versuche, welche mit solchen Kettengliedern angestellt wurden, zeigen, daß thatsächlich an diesen Stellen am ehesten das Auge reißt, vorausgesetzt, daß die allfällige Schweifsung bei *III* eine hinreichend feste ist, insbesondere ist die Stelle *II* verhängnisvoll.²⁷⁾ Am zweckmäßigsten wäre es, dem krummen Stabe eine solche Form zu geben, daß Stabachse und Stützlinie zusammenfallen.

Mit den entwickelten Grundsätzen wollen wir uns begnügen und nunmehr zu jenen praktischen Versuchen übergehen, welche in Amerika und Europa angestellt wurden, um die zweckmäßigsten Abmessungen zu finden. Insbesondere ist der Fall von Wichtigkeit, wenn der Durchmesser des Bolzens gegeben ist und es sich um solche Stäbe handelt, welche diesem für den speziellen Fall überstarken Bolzen angeschlossen werden sollen, was stets eintreten wird, wenn $\frac{D}{B} > 0,63$ ist.

Zunächst sind ältere amerikanische Versuche zu erwähnen, welche mit Stäben gemacht wurden, die nach dem Sellar'schen Verfahren hergestellt waren. Hierbei wird das Stück zuerst einer anhaltenden Schweißhitze ausgesetzt; sodann werden an den Enden Zusatzstücke unter einer hydraulischen Presse aufgebracht, worauf nach neuerlich vorgenommenen Hitzen in einem zweiten Ofen die Formgebung im Gesenke, durch welches zugleich die zu durchlochende Stelle genau fixiert wird, erfolgt. Endlich wird das Loch durchgepreßt und nachträglich ausgebohrt. Bei den Versuchen handelte es sich namentlich um die Erprobung des Widerstandes, den die halbe Fläche des Loches bei verschiedenen Größen der Lochweite, des Bolzendurchmessers, der Stabbreite u. s. w. zu leisten vermag. Die Dicke des Stabes am Auge wurde mit jener im übrigen Teile gleichgehalten. Diese Versuche führten zu dem Resultate, daß, wenn der Durchmesser des Bolzens im Verhältnis zur Breite des Stabes wächst, die Breite des Auges an jeder Seite des Bolzens ebenfalls wachsen müsse, um den gleichen Widerstand wie die Stäbe selbst zu bieten. Wenn der Bolzendurchmesser 0,67 bis 1,5 der Stabbreite beträgt, muß die Breite des Auges außerhalb des Bolzens von 1,5 bis 2,0 variieren, natürlich stets nur für den Fall, daß man es mit Stäben zu thun habe, welche in oben erwähnter Weise hergestellt sind.

Für gehämmerte Stäbe wurde eine Reihe von Versuchen (57) von Shaler Smith i. J. 1868 für die St. Charles-Brücke vorgenommen, welche zu nachstehenden Ergebnissen führten.²⁸⁾

Bezeichnet man (Fig. 50) die Querschnittsfläche des Auges bei b mit F , jene des Stabes bei B mit f , so ist, wenn D der Bolzendurchmesser, B die Stabbreite, δ die Stabdicke:

für	bei hydraulisch gepreßten Stäben			bei gehämmerten Stäben	
	$\frac{D}{B}$	$\frac{F}{f}$	$\max \frac{\delta}{B}$	$\frac{F}{f}$	$\max \frac{\delta}{B}$
	0,67	1,50	0,21	1,33	0,21
	0,75	1,50	0,25	1,33	0,25
	1,00	1,50	0,38	1,50	0,38
	1,25	1,60	0,54	1,50	0,54
	1,33	1,70	0,59	—	—
	1,50	1,85	0,70	1,67	0,70
	1,75	2,00	0,88	1,67	0,88
	2,00	2,25	1,08	1,75	1,08

²⁷⁾ Vergl. auch Tetmajer. Baumechanik 1889, S. 132.

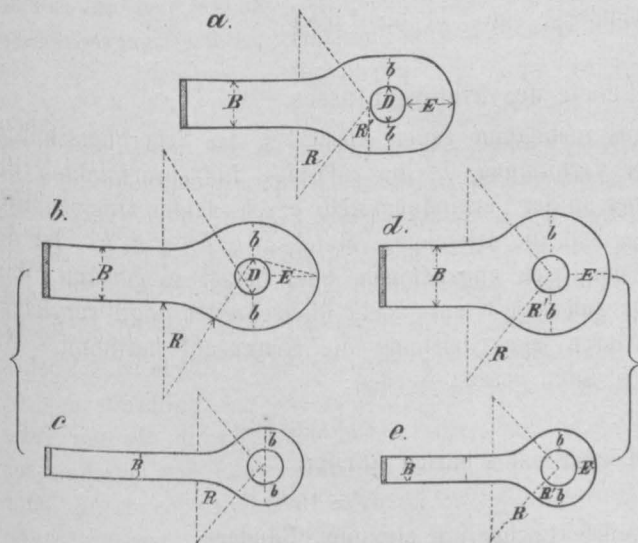
²⁸⁾ Vergl. Proportions of Eye-Bars and Pins by C. S. Smith. Transactions of the American Society of Civil-Engineers 1877, S. 263.

Die maximale Dicke des Stabes ist berechnet aus der Bruchfestigkeit des Bolzens von gegebener Stärke. Dabei setzt Shaler Smith das Biegemoment gleich dem Zuge eines Stabes, multipliziert mit dem Abstände der Stäbe von Mitte zu Mitte, also mit der Dicke eines Stabes. So lange die Dicke der Stäbe kleiner als $\frac{1}{5}$ ihrer Breite ist (was gewöhnlich zutrifft), muß die Bruchfestigkeit des Bolzens nicht in Betracht gezogen werden, während im Gegenfalle die Scherfestigkeit nicht mehr in Frage kommt.

Von Anderen wird empfohlen (s. Fig. 50): $D = 0,75 B$, $2b = 1,25 B$, $E = B$, $R' = B$, $R = 1,5 B$ (Berkley) oder $D = 0,66 B$, $2b = 1,1 B$ (Fox).

Die besten Verhältnisse sind in den Figuren 50b. bis e. dargestellt und zwar in b. und c. für gehämmerte, in d. und e. für hydraulisch gepresste Augen. In beiden

Fig. 50.



Fällen ist der Bolzendurchmesser derselbe; c. und e. zeigen die für einen unverhältnismäßig großen Durchmesser erforderlichen Abänderungen. Bei gehämmerten Augen ist wie bei Berkley $E = B$, aber das Verhältnis $\frac{b}{B}$ hängt von D ab. Wenn $D = 0,75 B$ (Fig. 50b), so ist $b + b = 1,33 B$. Die Begrenzung des Kopfes geschieht durch Kreisbogen und zwar ist hierbei $R = 1,5 r$. Das hydraulisch gepresste Bolzenauge ist kreisrund, also

$$E = b, \quad r = b + \frac{D}{2},$$

während $R = 1,5 r$. Diese Form verlangt ein größeres b als die früheren.

Als Regel für die Bemessung des Auges im Verhältnis zum Zapfen galt (1878) bei der Keystone-Comp.: „Wenn Zugstangen mit aufgesetzten Enden zur Verwendung kommen, soll die Dicke des Auges jene des Flacheisens um $\frac{1}{8}$ Zoll (3,2 mm) und wenn nötig mehr übersteigen.

Folgende Bedingungen sind zu beachten:

1. Die Querschnittsfläche des Auges ausschließlich des Bolzens soll 1,4- bis 1,5 mal jene des Flacheisens betragen.
2. Der Durchmesser des Zapfens ist mit 0,6 der Breite des Zugbandes anzunehmen.
3. Die Querschnittsfläche des die Vereinigung bewirkenden Zapfens darf nicht kleiner als die Querschnittsfläche des größten daselbst angebrachten Zugbandes sein.
4. Der Oberflächendruck auf die halbe Cylinder-Innenfläche des Auges darf 8000 bis 10000 Pfund pro Quadratzoll (562 bis 703 kg f. d. qcm) nicht überschreiten. Der Bolzen ist nach der größten Zugstange zu bemessen und man hat hierbei, wenn die ununterstützte Länge des Bolzens zwei Durchmesser überschreitet, auf die durch Biegung entstehende Beanspruchung Rücksicht zu nehmen.“

Bei den Regeln für die Abmessungen des Untergurtes finden wir die Bedingung, daß die Querschnittsfläche des Bolzens sich zu jener des Gurtzugliedes oder gezogenen Gitterstabes wie 4:5 verhalten solle und die Fläche der den Zug aufnehmenden halben Lochmantelfläche gleich oder größer als die Querschnittsfläche des stärksten Gurtgliedes oder Fachwerksstabes zu machen sei.

Die für das Schmiedeeisen experimentell festgestellten Verhältnisse werden natürlich nicht auch für Stahl gelten, gewisse Erfahrungen scheinen vielmehr auf eine andere Anordnung des Materials hinzuweisen.²⁹⁾ Bei der stählernen Kragträger-Brücke über den

²⁹⁾ Vergl. Cl. Fidler. Bridge construction. London 1887, S. 223 u. f.

St. John's River in Kanada mit einer mittleren Spannweite von 477 Fufs (145,5 m) wurden Bolzendurchmesser von 0,7 bis 0,75 B angewendet. Die Edgemoor Iron Company of Wilmington, Delaware, erzeugt gegenwärtig Augenbarren aus Stahl, deren Formen von denen schmiedeiserner wesentlich abweichen. Wenn D kleiner als B ist, so wurde $b + b$ gleich 1,5 B gemacht, diese Breite aber auf 1,4 B vermindert, sobald $D > B$. Diese Werte $b + b$, welche blofs provisorisch angenommen waren, konnten auf Grund von i. J. 1885 angestellten Versuchen auf 1,4 B bzw. 1,3 B ermäßigt werden, da bei einzelnen dieser Versuche selbst bei $b + b = 1,2 B$ noch ein Reißen des Stabes in seinem vollen Querschnitte erfolgte. Das Stabmaterial war ein sehr dehnbarer Bessemerstahl von 4200 bis 4550 at Festigkeit und 31 bis 40 % Dehnung; die Bolzen hatten einen großen Durchmesser von 1,11 bis 1,30 B .

§ 17. Theorie des Nietanschlusses.

Es sei k_s die zulässige Inanspruchnahme gegen Abscheren des Scherquerschnittes F_s der Niete in einer gegebenen Verbindung, k_z die zulässige Inanspruchnahme des nutzbaren, also durch die Nietlöcher an der Verbindungsstelle geschwächten Querschnittes F des zu befestigenden Stabes, so soll die Gleichung bestehen $k_s F_s = k_z F$. Ist der Durchmesser der Niete entweder empirisch angenommen oder besser so gewählt, daß die Stauchung des Lochrandes die zulässige Grenze nicht überschreitet (man vergleiche den vorigen Paragraph), so ist durch jene Gleichung die Nietanzahl bestimmt. Als passendes Verhältnis von k_s und k_z kann gesetzt werden:

Schweißseisen:

Flußseisen:

gebohrte Löcher mit scharfen Rändern:

$$k_s = 0,87 k_z,$$

$$k_s = 0,93 k_z,$$

gestanzte oder gebohrte Löcher mit stumpfen Rändern:

$$k_s = 0,92 k_z,$$

$$k_s = 0,97 k_z,$$

(vergl. Tetmajer. Baumechanik, S. 189).

Eine Verbindung, welche der obigen Gleichung entspricht, besitzt ideell die gleiche Sicherheit gegen Abscheren wie gegen Zerreißen und Stauchen. Die Giltigkeit dieser Regel ist jedoch wesentlich von der Verteilung der Niete abhängig, und Zerreißversuche haben gezeigt, daß die beobachtete Festigkeit des nutzbaren Querschnittes sowohl als jene der Gesamt-Nietscherfläche stets unterhalb jener Grenze bleibt, welche für die Zugfestigkeit ungenieteteter Barren und den Scherwiderstand einzelner Nietbolzen sich ergibt. Versuche an zweifach vernieteten Überplattungs- und Bandnietungen haben z. B. ergeben, daß das Verhältnis der beobachteten Zugfestigkeit des Nutzquerschnittes der Verbindung zur ursprünglichen Zugfestigkeit der vollen Platte 0,56 bis 0,91 betrug³⁰⁾ und daß bei zweischnittigen Nieten die Festigkeit nur 0,9 der Festigkeit der einschnittigen war. Leider fehlt es an Versuchen, welche speziell jene Verbindungsweisen zum Gegenstande haben, die an unseren genieteten Knotenverbindungen vorkommen, fast vollständig und aus diesem Grunde lassen sich bezügliche Regeln nur insoweit geben, als solche sich aus praktischen Versuchen an verwandten Konstruktionen ableiten lassen und insofern dieselben das Resultat der unter bestimmten Annahmen entwickelten theoretischen Betrachtungen sind. Die Versuche ergaben eine Verminderung der Scherfestig-

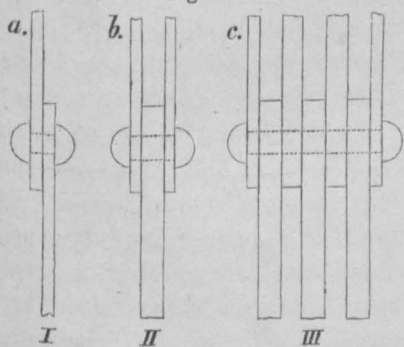
³⁰⁾ Über Nietverbindungen. Erster Bericht des Prof. W. C. Unwin. Deutsch von F. Löwe. Wien 1880, S. 54.

keit durch übergroßen Laibungsdruck, welche bei Schweißseisen unbedeutend ist, bei Stahl dagegen 12 bis 15% beträgt (Versuche von Kennedy, Moberly u. a.), ferner eine Verminderung der Festigkeit des Bleches infolge der durch das Stanzen erzeugten Verletzungen und eine Erhöhung der Festigkeit der zwischen den Nietlöchern verbleibenden Streifen im Vergleich zu jener des ungelochten Bleches; die letztere kommt allerdings im Brückenbau kaum in Betracht, da sie schon bei einer Entfernung der Löcher gleich deren vierfachen Durchmesser sehr unbedeutend ist.

Obwohl nun noch manches zu ermitteln bleibt, so läßt sich doch mit Sicherheit behaupten, daß auch bei den genieteten Anschlüssen unserer eisernen Brücken die Beanspruchung der Nutz- und Nietscherfläche stellenweise eine höhere als die in der oben gegebenen Regel angenommene zulässige Inanspruchnahme sein wird, da beim Bohren und Stanzen sich gewisse Beschädigungen kaum vermeiden lassen und da durch die Art, wie die Niete auf die Platten wirken und sie stauchen, Unregelmäßigkeiten der Spannungen hervorgerufen werden, welche die Unregelmäßigkeiten in der Kraftverteilung, wie solche durch unter der Belastung eintretende Verbiegungen der ganzen Verbindung bedingt werden, vermehren. Die Belastung verteilt sich nie gleichmäßig auf die einzelnen Niete, die gegenseitige Stauchwirkung der Niete und Platten verursacht an einzelnen Stellen eine Konzentration der Inanspruchnahme.

Einen wichtigen Einfluß üben die Elastizitätsverhältnisse aus. Wird ein Stab mit einem unelastischen Körper mehrfach vernietet, so hat die erste Nietreihe den weitest aus größeren Teil des Druckes aufzunehmen. Zwischen den hintereinander stehenden Nieten wird hierbei keine Längenveränderung des Stabes möglich. Ähnlich verhält es sich, wenn ein sehr dünner Stab an ein sehr kräftiges Blech genietet wird. Hieraus folgen die wichtigen Regeln, daß die Eisenstärken zu vernietender Anschlüsse nie zu verschieden sein sollen, will man eine Überanspruchung der ersten Niete vermeiden, und daß eine mehrfache Vernietung zwischen Körpern von verschiedener Elasticität, wie Stahl und Eisen, Guß- und Schmiedeeisen, unzweckmäßig ist. Sind zwei Körper, welche sich bei gleichen Kräften um gleich viel verlängern würden, drei- oder mehrfach vernietet, so liegt die schwache Stelle doch immer bei den nach den Kräften zu gelegenen äußersten Nieten, da diese Niete nicht in dem Maße nachgeben können, wie dies der Kraft zwischen ihnen und der folgenden Reihe entspräche und ein Teil dieser Kraft auf sie als Druck zurückfällt; man giebt daher bei solchen Vernietungen gegen die gewöhnliche Berechnung lieber etwas zu.

Fig. 51.



Bei Beurteilung der nötigen Scherfläche und Laibungsfläche ist ferner stets zu untersuchen, ob die für eine bestimmte Befestigung in Betracht kommenden Niete ein- oder zweischnittig sind. In Fig. 51a ist der Niet in Bezug auf Stab I einschnittig, der Niet in Fig. 51b in Bezug auf II zweischnittig. In Fig. 51c ist der Niet für jeden der unteren Stäbe III zweischnittig. Im ganzen werden sechs Scherflächen des Nietes in Fig. 51c beansprucht.

Unter dem nutzbaren Querschnitt ist stets die Querschnittsfläche des durch die erste Nietreihe normal zur Schwerachse des Stabes gelegten Schnittes abzüglich der Nietlöcher dieser Reihe zu verstehen, vorausgesetzt, daß die Nietzahl keiner nachfolgenden Reihe um mehr als die Anzahl der in der äußersten Reihe liegenden Niete gegen ihre unmittelbare Vor-

gängerin wächst. Wären z. B. in der äußersten Reihe zur Befestigung des Stabes vom vollen Querschnitte F_0 n_1 Nieten angebracht, so wäre der Nutzquerschnitt $F = F_0 - n_1 \delta d$, wenn δ die Stärke des befestigten Stabes, d der Nietdurchmesser; daher wird, wenn k die zulässige Inanspruchnahme und S die ganze Spannung, welche der Stab aufnehmen hat, $k F_0 - n_1 \delta d k = S$. In der ersten Nietreihe wird an Spannung von den Nieten aufgenommen $n_1 \delta d k$, die Beanspruchung σ des durch die zweite Nietreihe von n_2 Nieten geschwächten Querschnittes $F_0 - n_2 \delta d$ wird daher: $\sigma = \frac{F_0 - 2 \delta d n_1}{F_0 - \delta d n_2} \cdot k$. Soll $\sigma \leq k$ werden, so muß $n_2 \leq (n_1 + n_1)$ sein, d. h. es darf die nächste Nietreihe nicht um mehr Nieten zunehmen als die erste hatte, woraus sich leicht obige Folgerung ergibt.

Wir haben im Abschnitte über Nebenspannungen (S. 358) gesehen, daß sich infolge der Starrheit der Knotenpunkte bzw. der Reibung nie eine vollkommen centrische Beanspruchung der Gitterstäbe erreichen läßt. Während nun einerseits hoher Wert auf den Umstand gelegt wird, daß sich in jedem Knotenpunkte die Achsen der zu verbindenden Stäbe und Gurten in einem Punkte schneiden sollen, zeigt die Betrachtung der F. 20, T. VII, daß dies hinsichtlich der Stabkräfte nie eintritt. Es ist interessant, daß die Gitterstabkräfte sich stets in Punkten innerhalb der Gurtquerschnittsachsen schneiden; es würde daraus folgen, daß eine bessere Verteilung der Inanspruchnahmen bzw. eine Verminderung der Nebenspannungen eintritt, wenn man den Durchschnittspunkt der Gitterstab-Schwerachsen etwas innerhalb der Achsen der Gurtquerschnitte legt.

Winkler ist der Ansicht, daß eine solche Excentricität, eine Biegung der Gurte nach oben, mithin der Belastung entgegen, erzeugend, nur günstig wirken könne. Die Betrachtung der Fig. 52a lehrt ferner, daß die nach außen liegenden Fasern der Gurte in der Regel stets mehr als die inneren beansprucht werden, da die Zugstabkräfte wenigstens in den mittleren Partien unter, die Druckstabkräfte dagegen über die Stabachsen der Gurte fallen.

Fig. 52.

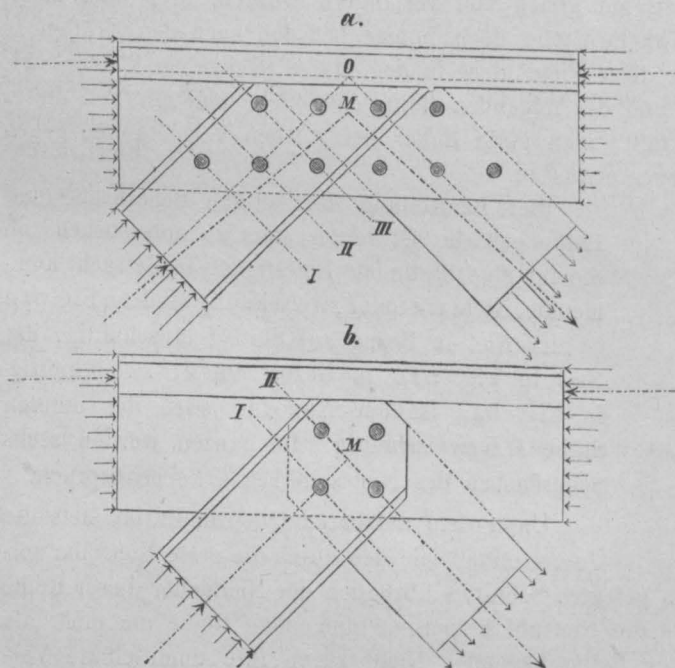
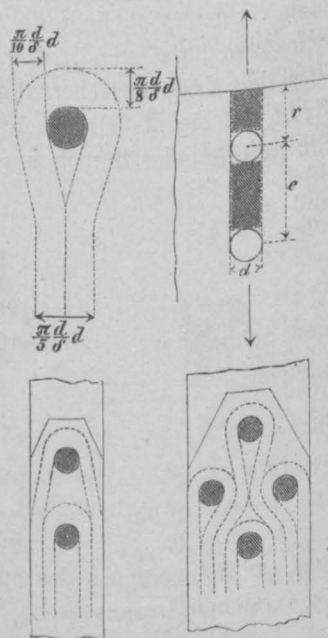


Fig. 53.



Wirken die Stabkräfte vollkommen centrisch, d. h. fallen sie mit der Schwerachse zusammen, so ist es zweckmäßig, die Niete möglichst symmetrisch gegen die Stabachse anzuordnen (Fig. 52 b); anders gestaltet sich jedoch der Fall bei excentrischer Wirkung der Stabkräfte. Schneiden sich die drei Stabachsen einer Knotenverbindung in einem Punkte, so werden infolge Starrheit der Knotenpunkte die dem spitzen Winkel der beiden Gitterstäbe angehörigen Fasern mehr als die außerhalb dieses Winkels liegenden beansprucht. Wird daher der erste Niet wie in Fig. 52 a so gesetzt, daß er in die letztere Partie fällt, so erfolgt die Schwächung des Querschnittes an einer minder gefährlichen Stelle und es wird eine gleichmäßigere Verteilung der Spannungen erzielt. Es ist daher in diesem Falle die in Fig. 52 a gezeigte Anordnung keineswegs unrationell.

Um eine möglichst gleichmäßige Kraftverteilung im Stabe und auf die Niete selbst zu erzielen, setzt man, wo es angeht, die Niete jeder folgenden Reihe auf die Lücken der vorhergehenden, gewöhnlich auf die Mitte dieser Zwischenräume, sodaß nur einmalige Versetzung stattfindet.

Wird die Verteilung der Beanspruchung eines Stabes auf die Befestigungsniete gleichmäßig gedacht, so hat jeder Niet vom Durchmesser d die Beanspruchung eines Streifens aufzunehmen, dessen Breite b sich aus der Bedingung $\frac{\pi d^2}{4} k_s = b \delta \cdot k_z$ mit $b = \frac{\pi d^2}{4 \delta} \cdot \frac{k_s}{k_z}$ berechnet. Für $\frac{k_s}{k_z} = \frac{4}{5}$ wird $b = \frac{\pi}{5} \frac{d}{\delta} d$. Unter dieser allerdings sehr willkürlichen Annahme, hinsichtlich welcher man auch Fig. 49 des vorigen Paragraphen vergleichen möge, kann man, um eine Anordnung der Niete zu finden, wie folgt verfahren. Man denke sich die nutzbare Breite in gleich breite Streifen zerschnitten; deren Anzahl das Doppelte der zur Befestigung nötigen Niete beträgt, denke sich diese Streifen zu Bändern verbunden und suche eine solche Anordnung der Niete zu erzielen, für welche die einzelnen Bänder eine möglichst ungezwungene Lage erhalten. Fig. 53 zeigt einige derartige Anordnungen. Die nutzbare Breite wird nie ein durch eine ganze Zahl gegebenes Vielfaches von b , sondern im allgemeinen etwas kleiner sein, weil man für jeden Bruch der gefundenen Nietzahl stets einen ganzen Niet rechnet.

Die zulässige Minimaldistanz e der Niete voneinander in der Kraftrichtung und die Minimaldistanz r der letzten Nietreihe vom Rand rechnet man häufig aus der Bedingung, daß gleiche Sicherheit gegen Abscheren der Niete, sowie gegen Abscheren der schraffierten Stücke bestehen soll, wobei man wegen der geringeren Widerstandsfähigkeit in der unmittelbaren Umgebung der Lochwand die abzuschерenden Flächen nur zwischen den zur Kraftrichtung normal an die Niete gezogenen Tangenten rechnet; es soll dann sein

$$\frac{\pi d^2}{4} k_s = 2(e - d) k_s \delta, \text{ also } e = \left(1 + \frac{\pi}{8} \frac{d}{\delta}\right) d.$$

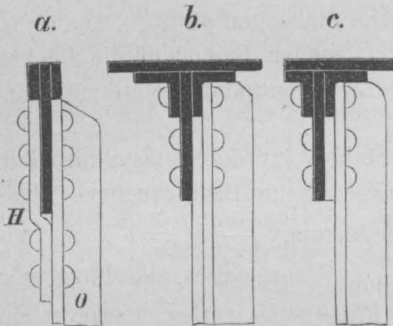
Aus praktischen Gründen, z. B. wegen des nötigen Raumes zum Schlagen für den Schließkopf, ist man fast immer genötigt, über dieses Maß hinauszugehen. Die kleinste Entfernung r der äußersten Nietreihe vom Rande ist um $\frac{1}{2} d$ geringer als e , also $r = \left(1 + \frac{\pi}{4} \frac{d}{\delta}\right) \frac{d}{2}$; dieser Wert wird meist auf $2d$ erhöht, wenn die Rechnung weniger ergibt. Die Gleichungen für e und r besagen auch, daß für jeden Niet in der Kraftrichtung ein Streifen von wenigstens $\frac{\pi}{8} \frac{d}{\delta} d$ nötig ist; man kann dieser Regel nachkommen, wenn man sich die Bänder, welche im Sinne des oben angegebenen Verfahrens um jeden Niet geschlungen sind, nicht durchaus gleich breit, sondern an der Umschlingungsstelle oberhalb mindestens $\frac{\pi}{8} \frac{d^2}{\delta}$ breit denkt.

Bei mehrschnittigen Nieten ist in allen Formeln die Plattendicke jener einschneidenden Vernietung zu setzen, in welche sich erstere zerlegen läßt.

Eine Veränderung des Stabquerschnittes innerhalb der Nietbefestigung ist im Interesse einer gleichmäßigeren Übertragung der Kräfte zweckmäßig, nur darf das Minus an Fläche an keiner Stelle kleiner sein, als jener Teil der Nutzfläche, den bis zu dieser Stelle die vorausgegangenen Niete übertragen haben.

Die Wirksamkeit eines Hilfsbleches H (Fig. 54a) ist, unter der Annahme einer gleichen Beanspruchung sämtlicher Niete, nur dann eine vollständige, wenn dasselbe mit mindestens ebenso vielen Nieten am Stabe σ wie am Stehbleche befestigt ist. Die Stehblechnieten in Fig. 54a wären somit, auch bei genügender Stärke des Stehbleches, beispielsweise keineswegs als doppelschnittig zu betrachten, da H nur zwei Nietquerschnitte aufnimmt.

Fig. 54.



Da wo Verkröpfungen notwendig sind, dürfen sie innerhalb der Nietreihen nur dann angewendet werden, wenn die Mehrzahl der Nieten vor der gekröpften Stelle liegt und wenn der Stab genügende Steifigkeit zur Übertragung der Kraft hat, ohne daß eine Streckung desselben eintritt. Eine Verkröpfung eines dünnen Flacheisens würde hiernach unzulässig sein, andererseits ist die Verwendung zu starker Sorten nicht empfehlenswert, da hierbei bedeutende Stauchungen und Dehnungen, welche künstliche Spannungen in den Stab bringen, an der Kröpfungsstelle unvermeidbar sind.

Einlagsbleche (Fig. 54c) unter einem zu befestigenden Stabe sind nur dann zulässig, wenn dieselben nicht nur durch jene Niete, welche den Stab festhalten, sondern auch noch durch andere Niete mit dem Stabe verbunden sind. Trifft letzteres nicht zu, so vermag die Unterlage nicht die Spannung zu übertragen und es werden die durch die Einlagsbleche gehenden Niete auf Biegung beansprucht.

Findet ein Übergreifen der Stäbe statt (Fig. 54b), d. h. werden beide Stäbe auf derselben Seite übereinander liegend durch dieselben Niete befestigt, so übernimmt für den oberen Stab der untere die Stelle des Einlagbleches und die Befestigungsweise ist hiernach zu beurteilen. Eine richtige Erkenntnis der Kraftverteilung wird indessen auch in diesem Falle nicht möglich; man wird daher lieber einige Niete gegen die berechnete Anzahl zugeben.

§ 18. Konstruktion der Bolzen-Knoten.

Es sei zunächst daran erinnert, daß die Knotenverbindungen mittels Bolzen in früherer Zeit in England, später insbesondere in Amerika, in neuester Zeit von Gerber in Deutschland ausgeführt sind. In folgendem sollen der Reihe nach einige wichtige und zwar zunächst einige ältere amerikanische Anordnungen beschrieben werden.

Die Verbindung, welche bei Clarke, Reeves & Co. üblich war und in F. 11—15, T. XVI, welche sich auf eine Brücke mit untenliegender Fahrbahn beziehen, zur Darstellung gebracht ist, charakterisiert sich durch die Form der gedrückten Teile, bei denen die bereits früher beschriebenen Phönixsäulen zur Anwendung kommen. Als eigentliche Vermittler sind an den Knotenpunkten kurze Gufsstücke eingeschaltet, durch welche der cylindrische Bolzen führt. Das Gufsstück besitzt Ansätze, welche in die Höhlung der gedrückten Stäbe und des Obergurtes greifen und durch welche der Stab

gegen Seitenverschiebung geschützt wird, während die eigentliche Druckübertragung durch das glatte Aufsitzen der sauber gearbeiteten Fläche erfolgt, mit welcher das Ende der Säule gegen das Gufsstück stößt. Durch niedrige Schraubenmuttern werden die Zugbänder und Gegendiagonalen, welche letztere, als Rundstäbe konstruiert, eine direkte Anspannung an der Verbindungsstelle gestatten, gegen das Gufsstück geprefst und gegen ein Ausweichen gesichert. Ein oben domförmig vorspringender Teil des Gufsstückes ermöglicht zugleich die Anbringung der Windverstrebung, deren Zugbänder aus Rundeisen hergestellt und mit Schrauben verbunden sind, während die Streben ebenfalls aus Phönix-Eisen gebildet erscheinen.

Am Untergurte gestaltet sich das Gufsstück einfacher, es umgreift das untere Ende der Säule und dient lediglich zur Aufnahme des Dornes, während die untere Windverstrebung an dem Querträger angebracht ist und durch eigene kleine Gufsstücke vermittelt wird (F. 12^a u. 12^b).

Charakteristisch für diese und für verwandte Anordnungen ist die durch die Anwendung der Bolzen gebotene Aufhängung der Querträger mittels eigener Rundeisen, welche den Zapfen umschließen und am unteren Ende mit Schraubengewinden versehen sind. An diesen sitzt eine Mutter, welche das Gewicht des Querträgers aufnimmt. Ist die Fahrbahn oben angebracht, so wird das Ende der Vertikalen auf eine einfache Abschlussplatte gestützt, welche mittels eines eigenen Bolzens im Innern der Säule an den Knotenpunktsbolzen angehängt ist.

F. 14 zeigt ein festes und ein bewegliches Auflager, F. 13 den oberen Endknotenpunkt mit der Befestigung des schiefen Ständers. Um dem verhältnismäßig schwachen Endzugbande nicht das dem starken Bolzen entsprechende Auge geben zu müssen, ist hierfür ein eigenes Vermittelungsstück angebracht.

Die ganze Anordnung leidet an einigen nicht zu leugnenden Übelständen. Ausser der Schwierigkeit der Erneuerung des Ölanstriches der Säulen, auf welche schon früher hingewiesen wurde, fordert der Umstand, dass die Säule einen grossen Teil der Bolzenlänge einnimmt und die Zugbänder erst ausserhalb derselben angeordnet werden können, sehr lange Bolzen, welche hierdurch leicht Biegungen erleiden und auf die äussersten Zugbänder die Spannung nicht mehr mit entsprechender Gleichförmigkeit übertragen. Bei der Albany-Brücke kommen Bolzen von 1,5 m Länge vor.

Diesem Übelstande hat man durch grössere Gufskästen abgeholfen, welche, oben mit Ansätzen versehen, die Phönixsäule aufnehmen, unten aber den ganzen Raum für die Anbringung der Zugbänder und Gurte frei lassen, indem sie den Bolzen mittels einzelner Rippen unterstützen, wie dies beispielsweise bei der von der Louisville Bridge Co. an der Brücke über den Ohio angewendeten Konstruktion der Fall war. (Abbildungen hierüber siehe Winkler. Eiserne Gitterbrücken. II. Aufl., S. 90 und 169.)

Die Figuren 3 bis 7, T. XVI zeigen die bei der Keystone Bridge Co. übliche Anordnung bei untenliegender Bahn, während die Figuren 8 und 9 dieselbe Anordnung bei obenliegender Bahn vorführen. Für den Obergurt sind sogen. *channel bars* in Anwendung gebracht, welche durch ein oder mehrere obere Kopfbleche, sowie durch ein unten angebrachtes Gitterwerk aus Flacheisen die nötige Querverbindung erhalten.

An den Knotenpunkten laufen die Formeisen nicht durch, sondern stoßen mit glatt bearbeiteten Flächen aneinander. Um sie gegen seitliche Verschiebung zu schützen, sind sie durch eine Lasche verbunden, deren eines Ende im Hüttenwerke angenietet, deren anderes bei der Montierung durch Nieten oder Schrauben mit dem Gurte in Verbindung gebracht wird und gleichzeitig dem Zapfen eine grössere Auflagerfläche gewährt.

Der gedrückte Stab stößt an die sauber gearbeitete Fläche eines Gufsstückes, welches ebenfalls glatt gegen die untere Fläche des Obergurtes angepresst wird. Die gezogenen Stäbe greifen zwischen den einzelnen J-Eisen durch; die Bolzenlänge wird somit besser ausgenutzt. Im übrigen scheint diese Anordnung keineswegs eine unbedenkliche zu sein.


Die Aufgabe, wie man den Druck eines Druckstabes auf einen benachbarten am besten überträgt, lässt sich durch Aneinanderstoßen der betreffenden Endflächen zwar am einfachsten lösen, doch setzt diese Anordnung voraus, daß bei der Ausführung eine Reihe von Bedingungen erfüllt werden, und zwar:

1. Genaue Längen der einzelnen Glieder. Weichen dieselben beispielsweise an der in F. 5, T. XVI dargestellten Verbindung nur um eine ganz kleine Größe voneinander ab, sodaß ein geringer Zwischenraum bleibt, so wird, wenn auch beim Bolzen, wie unvermeidlich, ein kleiner Spielraum zugelassen wird, der ganze Druck so lange von dem Kopfblech und der Lasche aufgenommen, bis der Zwischenraum durch Zusammenpressen dieser Teile ausgefüllt ist, wodurch Lasche und Kopfblech weit über die zulässige Inanspruchnahme hinaus angestrengt werden. Reicht der Einfluß des Eigengewichtes hin, dieses Anpassen zu bewirken, so ist die Gefahr hierbei nicht groß, da man es dann eben mit einer einmaligen Beanspruchung zu thun hat. Dieselbe ist ungefährlich, selbst wenn sie die Elasticitätsgrenze überschreitet und eine bleibende Stauchung bewirkt, da jede weitere Inanspruchnahme auf die ganze Querschnittsfläche übertragen wird. Anders verhält es sich, wenn durch das Eigengewicht ein vollkommener Anschluß nicht bewirkt wird und wenn die durch dasselbe eintretende Inanspruchnahme nicht zum Stauchen hinreicht; es wird dann jede neue Inanspruchnahme zum Teil noch von den Verbindungsstücken aufgenommen.

2. Genaues Decken der Stofsflächen. Findet ein solches nicht statt, und dies kann bei den schmalen Querschnitten der Gurte leicht vorkommen, so erfolgt die Druckübertragung nicht an der ganzen Stofsfläche, sondern nur an einzelnen Stellen und erhöht die Beanspruchung an denselben. Derartige Mängel, welche durch ein Verdrehen der Querschnitte, sei es durch Aufserachtlassen der nötigen Vorsicht während der Montierung, sei es durch seitliche Stöße, welche nachträglich auftreten, veranlaßt werden können, sind an Konstruktionen dieser Art keineswegs selten.

3. Die Stofsflächen sollen auf der Druckrichtung senkrecht stehen. Sobald der Träger sich bei der Belastung durchbiegt, ändert sich der Winkel, der von den Achsen der Gurtstücke eingeschlossen wird, welche von demselben Knotenpunkte ausgehen, hiermit aber auch die Neigung der Stofsflächen. Wenn auch ein Klaffen der Fugen nicht eintritt, so erleiden doch die von der Trägerachse weiter entfernten Punkte eine größere Inanspruchnahme als die derselben näher liegenden. Allerdings sind die Unterschiede nicht groß. Um diesen Einfluß zu mäßigen, hat man hier und da der Gurtung bei der Montierung eine derartige Sprengung gegeben, daß sie erst unter der vollen Belastung durch das Eigengewicht nahezu gerade wird.

Alle diese Mängel treten bei dem flachen Aufsitzen der gedrückten Stäbe nicht ein, wenn dieselben nicht durch angenietete Laschen verbunden sind, weil dann die Druckübertragung erst dann stattfindet, wenn die Stofsflächen sich berühren und es kommt hinzu, daß ein Schuh eine größere Sitzfläche darbietet. Allerdings aber könnte ein Mangel an entsprechender Länge einen Stoß des Stabes gegen jene Fläche und dadurch eine Zerstörung des Materials bewirken. Um nun diesem vorzubeugen und ein genaues Passen der Druckstäbe zu erzielen, dient das Anspannen der Gegendiagonalen.

Die Anordnung der unteren Knotenpunkte F. 3 u. 7, T. XVI zeigt wieder die charakteristische Aufhängung der Querträger, an denen der untere Horizontalverband befestigt ist. Die Anordnung der Spannstrangen dieses Verbandes wird durch -förmige Blechstücke ermöglicht, welche im Grundrisse einander gegenüberstehen (F. 7^a), gegen welche die Schraubenmutter der übereinander angeordneten Diagonalen des Horizontalverbandes sich stützen. Bei größeren Brücken wird der Raum zwischen diesen Blechstücken durch Gufseisen ausgefüllt.

Wir schließen hieran die Betrachtung einer Knotenverbindung, wie sie Macdonald bei der schiefen Brücke über den Lackawaxen River der Erie-Bahn angewendet hat, s. T. XVII, F. 5 bis 7. Dieselbe zeigt bei ähnlicher Gurtform die Ausbildung der Einzelheiten in Schmiedeeisen. Der Druck wird unmittelbar von den Bolzen auf die Druckstäbe übertragen, welche hierzu an den Enden durch angenietete Platten versteift sind, um eine größere Fläche für das Aufsitzen auf den Bolzen zu erzielen. Der Ober-

gurt läuft kontinuierlich durch. Um eine Verschiebung der Zugglieder des Untergurts zu verhüten, sitzt Stab an Stab; der in der Mitte sich ergebende Spielraum wird durch ein Zwischenstück ausgefüllt.

Von demselben Grundsatz (möglichste Ausschließung des Gufseisens) geleitet sind die Anordnungen der American Bridge Co., welche die Figuren 8 bis 12, T. XVII versinnlichen. Die bereits früher beschriebenen Trogeisen ermöglichen die Herstellung einer ziemlich breiten Sitzfläche des Druckstabes auf dem unteren Bolzen, s. F. 9. Der Obergurt läuft kontinuierlich durch. Eigentümlich ist die Anordnung des oberen Querverbandes. Gufseisen finden wir nur an den oberen Verbindungsstellen des geneigten Endabschlusses (F. 11) in Anwendung, ebenso an dem Auflager, doch hat man in neuester Zeit auch diese Punkte vollständig gelenkförmig durchgeführt und das Gufseisen ausgeschlossen.

Ein anderes Prinzip der Durchführung der Knotenpunktverbindungen kam bei dem Träger des Kentucky-Viaduktes (T. XVIII, F. 10 bis 20) zur Anwendung, welchen die Baltimore Bridge Co. in Edgemoor erbaute; es wurden hierbei die Bolzen hydraulisch durch die Flächen in den Flantschen der Gurte geprefst, um die Solidität der Verbindung zu sichern. Auf dies Bauwerk kommen wir unter D. dieses Kapitels zurück.

In Verfolgung des aus vorstehendem ersichtlichen Weges ist bei den neueren amerikanischen Konstruktionen das Gufseisen fast ganz verschwunden. Ein Beispiel geben die Figuren 2 bis 4, T. XVII, welche auch zeigen, wie man die Augen sämtlicher Füllungsglieder zwischen die Trogeisen der Gurtungen eingefügt hat und daß die Querträger mit den vertikalen Druckstäben vernietet sind, was neuerdings in der Regel geschieht. Beispiele für die Einzelheiten der neueren Gestaltung der Gurtungen in der Nähe der Knotenpunkte geben die Textfiguren 55 und 56. Sonstige verwandte Anordnungen zeigen die Figuren 16 bis 19, sowie 21 und 22, T. XVII. Auch auf die betreffenden beachtenswerten Bauwerke werden wir in der Unterabteilung D. dieses Abschnittes zurückkommen.

Fig. 55.

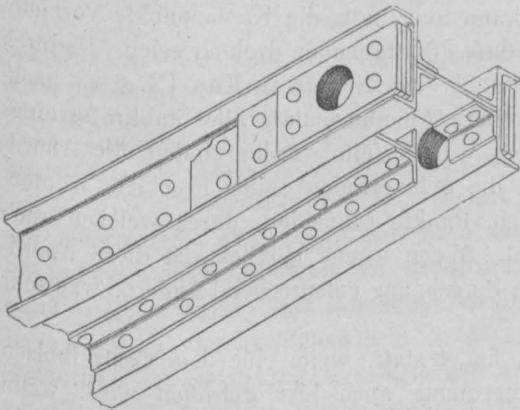
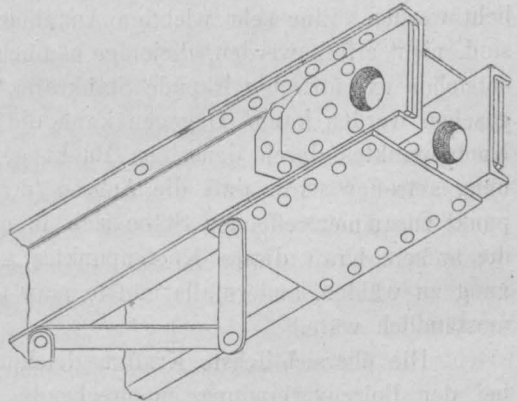
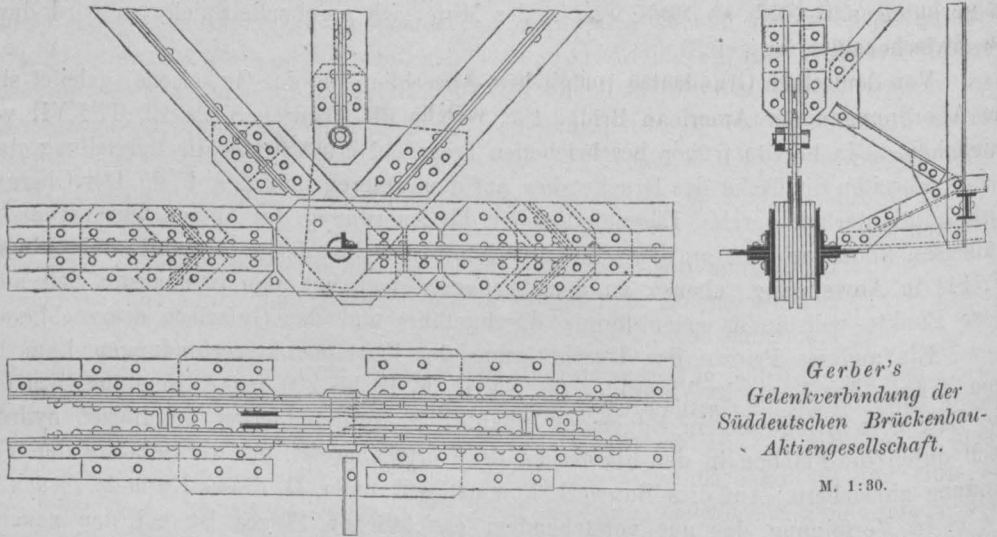


Fig. 56.



Die neueren europäischen Konstruktionen gelenkiger Knotenverbindungen rühren fast alle von Gerber her; ausgeführt sind sie seitens der Süddeutschen Brückenbau-Aktiengesellschaft. Die hierbei befolgten Grundsätze wurden in § 12 bereits besprochen. Wir beschränken uns an dieser Stelle darauf, in Fig. 57 (S. 466) ein Detail zu bringen, welches einer Brücke von 36 m Stützweite entnommen ist (Stärke der Bolzen 80 mm). Im übrigen kann auf Tafel XI und auf die Besprechung des daselbst dargestellten Bauwerkes in § 29 dieses Kapitels verwiesen werden.

Fig. 57.



§ 19. Konstruktion der genieteten Knotenpunkte.

(Von Professor Landsberg.)

Die Berechnung der Brückenträger wird unter der Annahme vorgenommen, daß in jedem Knotenpunkte die Stabkräfte einander — eventuell unter Berücksichtigung der daselbst wirkenden äußeren Kraft (der Knotenlast) — im Gleichgewicht halten. Je klarer und einfacher die Ausgleichung der Kräfte in den Knotenpunkten stattfindet, desto besser wird im allgemeinen die Konstruktion sein, desto mehr werden die wirklich auftretenden Spannungen mit den rechnungsmäßigen übereinstimmen. Die bei der Berechnung gemachten Annahmen müssen durch die Konstruktion möglichst genau verwirklicht werden. Eine sehr wichtige Annahme kann aber, falls die Knotenpunkte vernietet sind, nicht erfüllt werden, diejenige nämlich, daß die Stabenden drehbar seien. Dadurch entstehen excentrisch wirkende Stabkräfte, worüber das Nähere in Kap. IX, § 43 nachgesehen werden kann. Dagegen kann die weitere Annahme, daß alle Stabkräfte eines Knotenpunktes durch denselben Punkt gehen, wohl erfüllt werden, indem die Anordnung getroffen wird, daß die Achsen (d. h. die Schwerlinien) aller in einem Knotenpunkt zusammentreffenden Stäbe sich in einem Punkte schneiden, durch welchen auch die äußere Kraft dieses Knotenpunktes geht. Wenn irgend möglich, ist diese Anordnung zu wählen, andernfalls müßte man die Berechnung entsprechend ändern, was sehr umständlich wäre.

Die übersichtlichste Kraftausgleichung findet statt, wenn eine dem Centralbolzen bei der Bolzenverbindung entsprechende Anordnung auch hier getroffen wird, wenn nämlich alle Stäbe ihre Spannungen auf einen im Knotenpunkte angebrachten Konstruktionsteil übertragen, der auch aus mehreren Stücken bestehen kann; in diesen Konstruktionsteil muß dann auch die äußere Kraft, die Knotenlast, übertragen werden. Bei den an der Fahrbahn liegenden Knotenpunkten muß also auch der Querträger an diesem Teile befestigt werden. Die vorstehend angeführte Anordnung kann dadurch erreicht werden, daß alle Stäbe in dem Knotenpunkte endigen; die einzelnen Teile der Gurtungsstäbe werden dann durch Knotenbleche bezw. Knotenwinkel gestossen und die Gesamtheit dieser Stofsteile, an welchen auch die Gitterstäbe und Querträger befestigt

werden, bildet den Konstruktionsteil für die Ausgleichung der Knotenkräfte. Diese Anordnung ist bei den größeren neuerdings in Deutschland ausgeführten Brücken vielfach gewählt worden; man hat hierdurch außer der theoretisch wünschenswerten Klarheit den weiteren Vorteil erreicht, daß die einzelnen Stäbe in der Fabrik fertig hergestellt werden können und bei der Montierung nur das Zusammennieten an den Knotenpunkten vorgenommen zu werden braucht.

Für die Bildung der genieteten Knotenpunkte sind nun hauptsächlich zwei Konstruktionsarten üblich:

1. Befestigung der Gitterstäbe direkt an den durchlaufenden Gurtstäben;
2. Befestigung der Gitterstäbe an der Gurtung mit Hilfe von sogenannten Knotenblechen.

Bei beiden Konstruktionsarten muß dafür Sorge getragen werden, daß jeder Stab die in ihm herrschende größte Spannung sicher in den Teil übertragen kann, an welchem er befestigt ist, sei derselbe die durchlaufende Gurtung, sei es ein Knotenblech. Es muß also für jeden Stab die genügende Zahl von Nieten vorgesehen werden; dieselben sind unter Berücksichtigung der in § 17 entwickelten Regeln zu setzen, insbesondere ist möglichst an jeder Seite der Stabachse die gleiche Nietzahl anzubringen; empfehlenswert ist auch eine zur Stabachse symmetrische Anordnung der Niete.

Vergleich der beiden Konstruktionsarten. Eine direkte Befestigung der Gitterstäbe an der durchlaufenden Gurtung setzt die Verwendung von Stehblechen für die Gurtungsquerschnitte voraus, abgesehen von ganz kleinen Trägern, bei denen auch andere Querschnittsformen der Gurtung diese Befestigung gestatten. Bei gekrümmten Gurtungen ist in jedem Knotenpunkte ein Eckpunkt und dadurch ein Stoß des Stehblechs oder der Stehbleche bedingt. Die dazu nötigen Stoßbleche können sehr gut als Knotenbleche Verwendung finden, sodafs bei Brücken mit gekrümmten Gurtungen die zweite Befestigungsart die naturgemäße ist. Dagegen ist bei geradlinigen Gurtungen die direkte Befestigung vielfach ausgeführt. Dieselbe hat den Vorteil, daß der Anschluß der Gitterstäbe, also die Bildung der Knotenpunkte keinen besonderen Materialaufwand erfordert und verhältnismäßig einfach ist. Ein Nachteil ist, daß die Stehbleche meistens sehr große Breite erhalten müssen, damit die erforderliche Zahl von Verbindungsnieten untergebracht werden könne; das ist besonders von Bedeutung bei den nahe am Auflager belegenen Knotenpunkten, wo die sehr starken Enddiagonalen angreifen. Die sehr breiten Stehbleche führen dann zu einer Querschnittsform, welche für Aufnahme von Zug, besonders aber von Druck wenig geeignet ist; einige Querschnittsteile liegen sehr weit ab vom gemeinsamen Schwerpunkt, ein Beulen des breiten Stehbleches bei Druckbeanspruchung muß durch besondere Aussteifungen verhütet werden. Damit ist dann aber der Vorteil der Materialersparnis ganz oder fast ganz aufgehoben. Der Stoß der Gurtungsteile (Stehbleche, Winkeleisen und Lamellen) wird hier meistens zwischen die Knotenpunkte verlegt, vergl. T. XX, F. 10 u. 13.

Die Befestigung der Gitterstäbe mit Hilfe von Knotenblechen hat den Nachteil, daß für die Bildung der Knotenpunkte besonderer Materialaufwand nötig wird, indem das für die Knotenbleche nötige Material hinzukommt. Dieser Nachteil wird jedoch wesentlich verringert, wenn man — wie fast allgemein üblich — die Knotenbleche zugleich als Stoßbleche für einzelne Teile des Gurtungsquerschnittes benutzt. Da man auch die Stehbleche bei der ersteren Konstruktionsart stoßen muß, also dazu ebenfalls Material verbraucht, so kann bei geschickter Anordnung jener Nachteil als nicht

vorhanden angesehen werden. Der Vorteil dieser Konstruktionsart besteht darin, daß die von den einzelnen Stäben übertragenen Kräfte einander sehr klar ausgleichen, daß die Spannungen der Gitterstäbe durch die Knotenbleche bei guter Konstruktion gewissermaßen bis ins Herz des Gurtungsquerschnittes geleitet werden, nachdem sie sich bereits im Knotenbleche zu einer Mittelkraft vereinigt haben. Mittels dieser Konstruktion kann man leicht den weiteren Vorteil erreichen, daß alle Stäbe im Knotenpunkte endigen, worauf oben bereits hingewiesen ist.

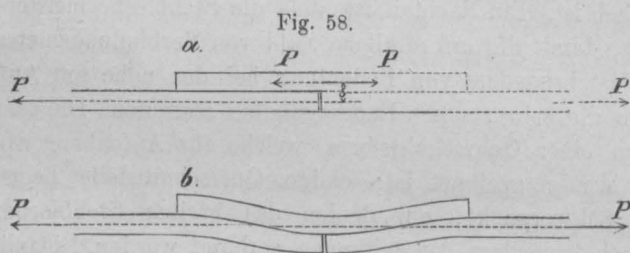
Für Parallelträger mittlerer Stützweite, sowie auch für die mittleren Knotenpunkte weitgespannter Parallelträger ist also die erstere Anordnung zweckmäßig; für gekrümmte Gurtungen, sowie für große Weiten der Träger ist die Verwendung von Knotenblechen weitaus vorzuziehen.

Behandlung des Stosses der Stäbe und ihrer Teile. Aus dem Angeführten geht hervor, daß bei der Bildung der Knotenpunkte der Stofs einzelner Teile oder ganzer Stäbe von hervorragender Wichtigkeit ist. Es soll hierüber das Wichtigste deshalb kurz angegeben werden.

Wenn alle Teile der Gurtung im Knotenpunkte gestossen werden, so muß die Gesamtheit der Stofsbleche und Stosswinkel wenigstens dieselbe Querschnittsfläche aufweisen, wie die zu stossenden Teile, denn sie ist ja dazu bestimmt, die letzteren zu ersetzen; es muß aber auch jeder einzelne Teil durch ein entsprechendes Stück gestossen und für richtige Überleitung der Spannung gesorgt werden.

Winkleisen werden entweder durch aufgelegte Winkel gestossen, welche gleiche Querschnittsfläche haben, wie die zu stossenden oder durch Auflegen eines lotrechten Bleches auf den lotrechten Schenkel und eines wagrechten Bleches auf den wagrechten Schenkel. Jederseits ist die durch den Querschnittsteil bedingte Zahl von Nieten anzuordnen. Wenn die Winkleisen an beiden Seiten des Stosses verschiedenen Querschnitt haben, so ist das Stosswinkleisen bzw. das Stofsblech nach dem größeren zu bestimmen.

Bleche sollen wenn möglich durch beiderseitig angebrachte Stofsbleche gestossen werden; bei einseitigem Stofs entsteht ein Moment $P\delta$ (Fig. 58 a), welches die Lasche



beansprucht und Biegungsspannungen hervorruft, die sich zu den durch die Axialkraft P erzeugten addieren. Dadurch wird die in Fig. 58 b angegebene Formänderung erstrebt. Jenes Moment wird durch ein gleich großes, entgegengesetzt drehendes aufge-

hoben, wenn beiderseits Laschen angebracht werden. Die erwähnte Rücksicht ist besonders wichtig beim Stofs der Stehbleche. Beim Stofs der Lamellen, welche mit Winkleisen vernietet sind (Fig. 59), ist ein beiderseitiger Stofs nicht ausführbar; hier wirken die Winkleisen unter dem zu stossenden Bleche wie ein zweites Stofsblech. Ein Teil der Spannung, welche in dem zu stossenden Bleche vorhanden ist, geht offenbar durch die wagrechten Schenkel der Winkleisen; dadurch wird die in dem Winkleisen herrschende Spannung naturgemäß erhöht und wenn man bedenkt, daß die Querschnittsfläche schon unter Zugrundelegung voller Ausnutzung bestimmt ist, daß also auch der Winkleisen-Querschnitt schon ohnehin bis zur zulässigen Grenze beansprucht ist, so leuchtet ein, daß die gezeichnete Konstruktion eine Überanspruchung im Winkleisen

zur Folge hat. Es wird weiter unten eine Anordnung vorgeführt werden, welche auch hier einen beiderseitigen Stoß ermöglicht.

Stoßbleche bzw. Stoßwinkel sollen unmittelbar auf dem zu stoßenden Bleche bzw. Winkleisen angebracht werden; indirekter Stoß, d. h. solcher, bei welchem zwischen beiden ein oder mehrere Bleche liegen, ist möglichst zu vermeiden. Ist das nicht möglich (Fig. 60), so ist die Anordnung so zu treffen, als ob außer in *a* auch in *b* und *c* Stöße wären.³¹⁾

Fig. 59.

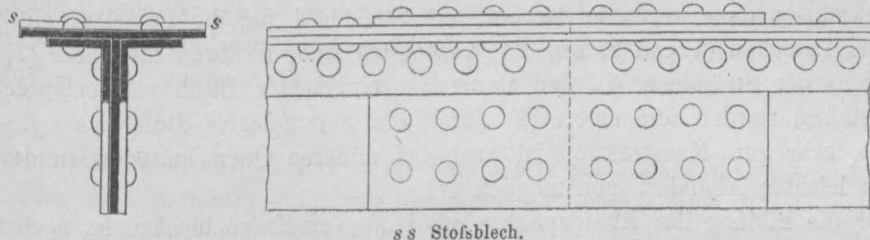


Fig. 60.

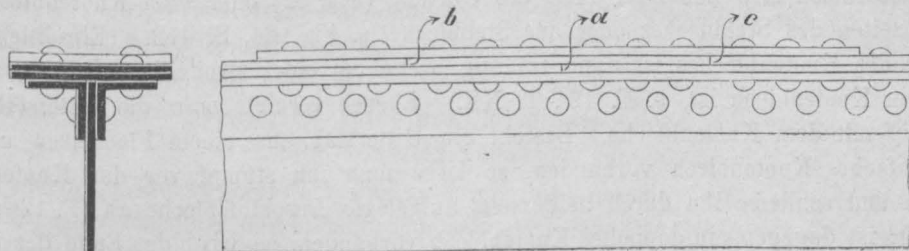
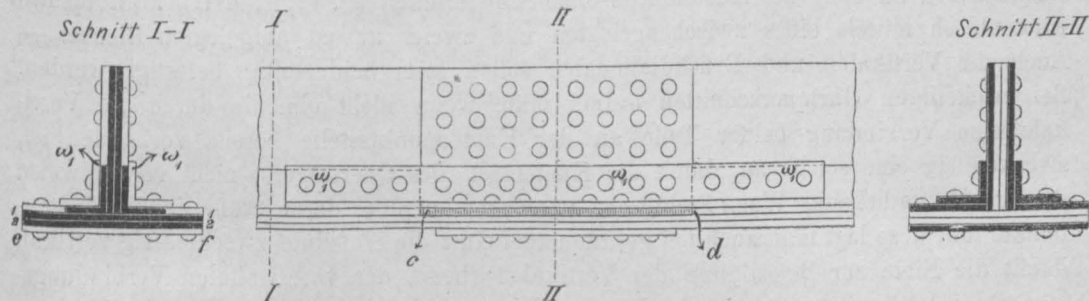


Fig. 61.



Der Stoß der Stehbleche verlangt besondere Aufmerksamkeit; dieselben sind meist an einer oder an beiden Seiten durch Winkleisen mit den Deckblechen (Lamellen) verbunden, sodafs die aufgelegten Knotenbleche, welche auch als Stoßbleche dienen, nur einen Teil des Stehbleches decken, wenn sie bis vor die Winkleisenschenkel reichen, s. Fig. 59. Der Teil der Stehbleche, welcher zwischen den lotrechten Winkleisenschenkeln liegt, wird dann nicht durch die Stoßbleche, sondern durch die lotrechten Winkleisenschenkel gestoßen, wobei wieder der oben angeführte Übelstand auftritt. Man kann demselben in folgender Weise abhelfen (Fig. 61): Die (eventuell zugleich als Knotenbleche dienenden) Stoßbleche der Stehbleche reichen bis zum unteren Ende der

³¹⁾ Man vergl. darüber: Deutsche Bauz. 1867, S. 451; 1877, S. 322, 453, 482 und Weyrauch. Die Festigkeitseigenschaften und Methoden der Dimensionenberechnung von Eisen- und Stahlkonstruktionen. 2. Aufl., 1889, § 39 und § 45.

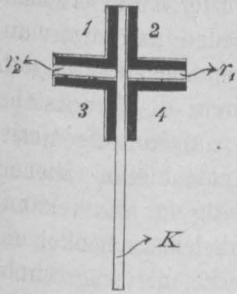
Stehbleche; die Länge der Stoßbleche bestimmt sich nach der Anzahl Niete, welche jederseits des Stoßes untergebracht werden müssen. Die Gurtungswinkelisen können dann nur bis vor die Stoßbleche laufen und müssen daselbst aufhören — oder wie man sagt: sie laufen sich gegen die Stoßbleche tot. Der in denselben herrschende Teil der ganzen Gurtstabskraft wird durch besondere aufgelegte Stoßwinkelisen (ω , in Fig. 61) von einer Seite auf die andere übertragen. Auf diejenige Länge, auf welche die Gurtungswinkelisen fehlen, bleibt nun ein Raum frei, welcher den wagrechten Winkelisenschenkeln entspricht (in Fig. 61 der lotrecht schraffierte Raum cd). Dieser Raum kann sehr zweckmäßig dazu verwertet werden, ein Stoßblech für die Lamellen einzulegen. Wenn zwei Lamellen (1 und 2, Fig. 61) vorhanden sind, so kann die obere (1) durch ein jederseits der Stoßbleche in den Raum cd eingelegtes Blech von entsprechender Breite gestossen werden, die untere (2) durch ein untergelegtes Stoßblech ef . — Die angeführte, sehr gute Konstruktion ist auch bei anderen Querschnittsformen der Gurtungen mit leichten Abänderungen möglich.

Für die Bildung der Knotenpunkte mit Hilfe von Knotenblechen ist noch folgendes zu beachten: Man schliesse die Knotenbleche nicht einseitig an, setze also entweder das Knotenblech zwischen zwei Teile der Gurtung (Fig. 62) oder zwei Knotenbleche an beide Seiten des Stehbleches oder der Stehbleche, s. Fig. 64, S. 472. (Einseitiger Anschluß des Knotenbleches ist dann zulässig, wenn bei einer zweiteiligen Gurtung jederseits ein Knotenblech ist, s. F. 12^c, T. XV.) Ebenso verniete man die Gitterstäbe nie einseitig mit dem Knotenbleche. Besteht ein Gitterstab aus einem Flacheisen und ist ein einfaches Knotenblech vorhanden, so lasse man ihn stumpf vor das Knotenblech stoßen und schliesse ihn durch beiderseits aufgelegte Anschlußbleche an (F. 12^a u. 12^b, T. XV); ist dagegen ein doppeltes Knotenblech vorhanden, so wird das Ende des Gitterstabes zwischen die Knotenbleche genietet (Fig. 63, S. 471). Doppeltes Flacheisen schließt sich an einfaches Knotenblech ohne Schwierigkeit (F. 11, T. XIII), an doppeltes Knotenblech mittels eines zwischengelegten und zweier aufsen aufgelegten Bleche. — Auch die Vertikalen und Druckdiagonalen sollen stets beiderseitig befestigt werden. Bei zweiteiligen Gurtquerschnitten ordnet man, wenn nicht ohnehin durch die Vertikale eine Verbindung beider Teile an der Knotenpunktsstelle bereits vorhanden ist, zweckmäßig eine solche an, damit die Knotenlast (des Querträgers) nicht vorzugsweise die eine Hälfte belaste. Wenn Stehbleche verwendet werden, deren Stöße in die Knotenpunkte fallen, so legt man auch bei gekrümmtem Gurt die Stoßlinie zweckmäßig vertikal, damit die Niete zur Befestigung der Vertikalen (bezw. der vorerwähnten Verbindungsstücke) sogleich mit benutzt werden können. Wassersäcke sind zu vermeiden; bei Verwendung von doppelten Knotenblechen sind deshalb in der unteren Gurtung Futterbleche zwischenzunieten (Fig. 63 d). Wenn mehrere Gitterstäbe an das Knotenblech anschließen, so muß dasselbe durch so viele Niete mit der Gurtung verbunden werden, daß durch dieselben die größte Resultierende der Stabkräfte in die Gurtung übertragen werden kann.

Gestaltung der Knotenpunkte bei verschiedenen Querschnittsformen. Es soll jetzt die Anwendung vorstehender Regeln an einer Reihe häufig vorkommender Querschnittsformen gezeigt werden.

Die Schwedler'schen Querschnitte zeigten zuerst die grundsätzliche Verwendung der Knotenbleche als Stoßbleche. Diese Querschnitte bestehen ausschließlich oder der Hauptsache nach aus Winkelisen, zwischen deren horizontalen bzw. vertikalen Schenkeln je ein Zwischenraum frei bleibt, dessen Stärke gleich derjenigen der Winkelisenschinkel ist. In jedem Knotenpunkte wird die Hälfte aller Winkelisen gestossen

Fig. 62.



derart, daß die in demselben Knotenpunkte gestossenen Winkel-eisen einander übereck gegenüberliegen. Die Knotenbleche, welche zwischen die vertikalen Winkel-eisenschkel gelegt werden, dienen als Stofsbleche der vertikalen Winkel-eisenschkel, die horizontalen Winkel-eisenschkel werden durch besondere auf- bzw. zwischengelegte Bleche gestossen. In dem einen Knotenpunkte werden etwa Winkel-eisen 1 und 4 (Fig. 62) gestossen, der vertikale Schenkel von 1 durch das obere Stück, der vertikale Schenkel von 4 durch das untere Stück des Knotenbleches *K*. Die horizontalen Schenkel von 1 und 4 werden durch die eingelegten Bleche r_2 und r_1 gestossen. Im nächsten Knotenpunkte werden die Winkel-eisen 2 und 3 gestossen, was in ganz gleicher Weise geschieht, wie bei 1 und 4. F. 12 auf T. XV zeigt solche Querschnitte bei einer größeren Brücke, sowohl für einen Knotenpunkt der oberen wie der unteren Gurtung. Die beiden Gruppen Winkel-eisen sind aber, wie Fig. 12^c u. 12^d daselbst zeigen, soweit auseinandergelegt, daß die vertikalen Pfosten zwischen dieselben reichen können.

Die Zusammensetzung der Gurtung vorzugsweise aus Winkel-eisen kommt bei verschiedensten Querschnittsformen vor, ermöglicht gute Knotenpunktsbildung, hat aber verschiedene Nachteile: Die Oberfläche ist im Verhältnis zur Querschnittsfläche sehr groß, bietet also dem Rosten verhältnismäßig viel Spielraum und die bei manchen Querschnittsformen vorkommenden langen schmalen Zwischenräume zwischen den Winkel-eisen sind für Reinigung, Erneuerung des Anstriches u. s. w. sehr schwer zugänglich.

T-förmige Gurtquerschnitte bestehen aus zwei — eventuell ungleichschenkligen — Winkel-eisen und Lamellen, bei größeren Brücken mit Stehblech zwischen den Winkel-eisen. Wenn kein Stehblech vorhanden (Fig. 63), so können doppelte Knoten-

Fig. 63. M. 1:20.

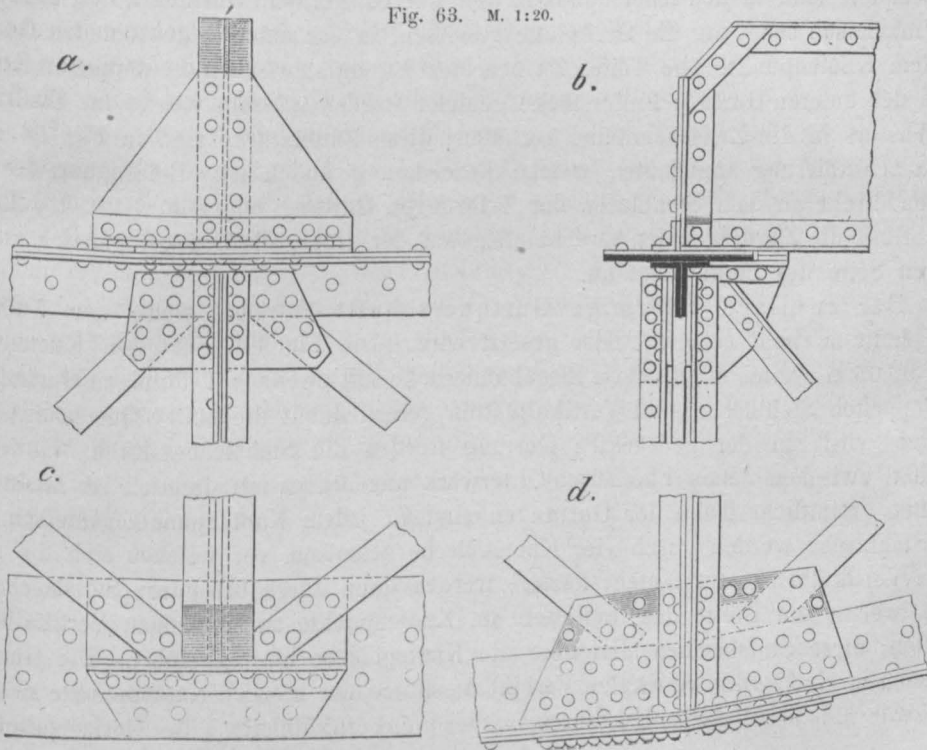
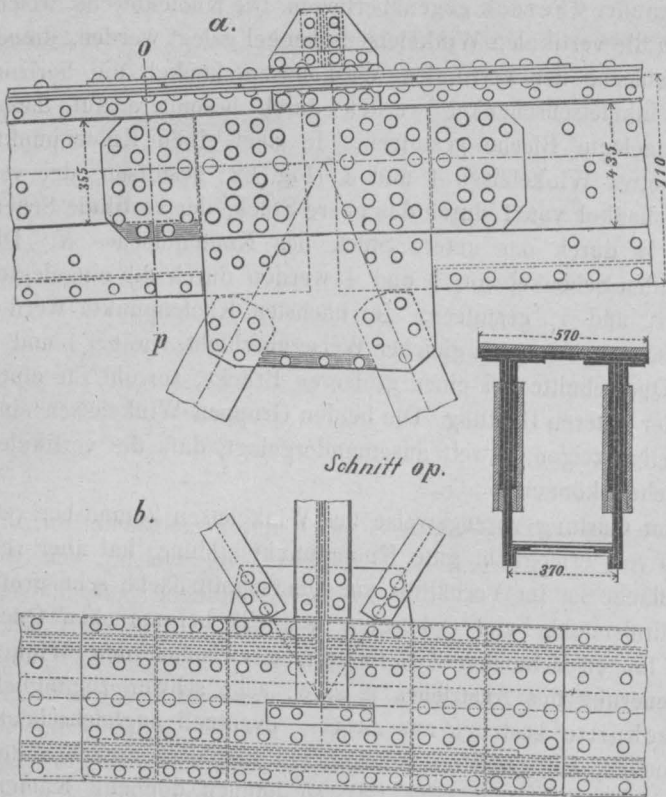


Fig. 64. M. 1:25.

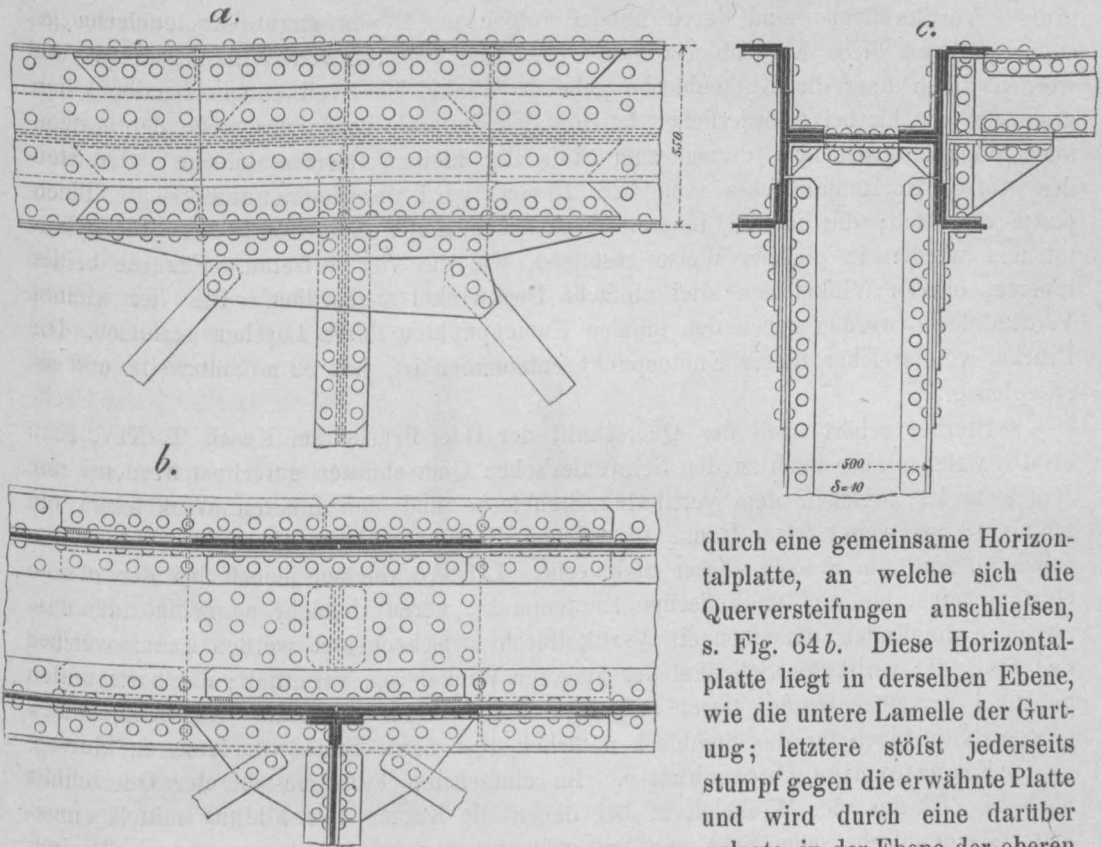


bleche auf die vertikalen Schenkel der Winkeleisen gelegt werden und diese die Zugdiagonalen zwischen sich aufnehmen; die Druckstäbe werden außen aufgenietet. Die Knotenbleche dienen gleichzeitig für die vertikalen Winkeleisenschonkel als Stofsbleche, die wagrechten Winkeleisenschonkel werden durch aufgelegte Bleche gestossen. Der Stofs der Deckplatten wird durch Bleche vermittelt, welche an der Fahrbahngurtung sofort zum Anschluß der Winddiagonalen verwendet werden können. Es empfiehlt sich, ungleichschenklige Winkeleisen mit so breiten, lotrechten Schenkeln zu wählen, daß eine Befestigung der Knotenbleche durch zwei Reihen Nieten möglich ist. In unser-

rem Beispiele sind in den Knotenpunkten der oberen, geraden Gurtung abwechselnd nur die Winkeleisen bzw. nur die Deckplatte gestossen, in der unteren, gekrümmten Gurtung in jedem Knotenpunkte alle Teile. Zu beachten ist, daß zwischen die doppelten Knotenbleche der unteren Gurtung Futterstücke genietet werden müssen, welche das Eindringen des Wassers in die Zwischenräume verhüten; diese Futterstücke sind in Fig. 63 durch leichte Schraffierung angedeutet, welche Bezeichnung üblich ist. Befestigung der Diagonalen direkt an dem Stehbleche der T-förmigen Gurtung zeigen F. 10 u. 13, T. XX. Man bringt die Zugdiagonalen zweckmäßig auf der einen, die Druckdiagonalen auf der anderen Seite des Stehbleches an.

Der zweifach T-förmige Gurtquerschnitt entsteht, wenn der T-förmige Querschnitt zweimal nebeneinander gesetzt wird. Die Fig. 64 giebt den Knotenpunkt einer 96,66 m weiten eingleisigen Eisenbahnbrücke mit zweifach T-förmigen Gurten. Auf die doppelten Stehbleche sind Vertikalplatten gelegt, damit die nötige Querschnittsfläche erhalten wird; in der gedrückten Gurtung werden die Stehbleche durch Winkeleisen gesäumt, zwischen denen Flacheisen-Gitterwerk angeordnet ist; dadurch ist Ausknicken verhütet. Sämtliche Teile der Gurtungen sind in jedem Knotenpunkte gestossen. Die vier Stehbleche werden durch vier Knotenbleche gestossen, vor welchen sich die aufgelegten Vertikalbleche tot laufen; letztere werden dann durch besondere Stofslaschen gehalten, welche die Breite des breitesten, im Knotenpunkte zu stoßenden Vertikalbleches erhalten; diese Stofslaschen sind über die Knotenbleche hinweggeführt. Die Gurtungswinkeleisen sind in den vertikalen Verbindungslinien der ideellen Knotenpunkte gestossen und zwar die Vertikalschenkel durch aufgelegte Vertikalbleche, die Horizontalschenkel

Fig. 65. M. 1:25.



durch eine gemeinsame Horizontalplatte, an welche sich die Querversteifungen anschließen, s. Fig. 64b. Diese Horizontalplatte liegt in derselben Ebene, wie die untere Lamelle der Gurtung; letztere stößt jederseits stumpf gegen die erwähnte Platte und wird durch eine darüber gelegte, in der Ebene der oberen

Lamelle liegende, zweite Stofsplatte gestofsen. Die obere Lamelle stößt in gleicher Weise stumpf gegen diese zweite Stofsplatte und wird durch eine dritte aufgelegte Stofsplatte von entsprechender Länge gestofsen; vergl. den Grundriss Fig. 64b.

Die H-förmigen Querschnitte der Gurtungen bedingen die Verwendung zweier Knotenbleche, welche bei kleineren Brücken aufsen auf die Vertikalbleche gelegt werden und für diese als Stofsbleche dienen können (F. 14, 15, 17, T. X). Bei gekrümmter Gurtung müssen die Vertikalbleche in allen Knotenpunkten gestofsen werden, die Winkeleisen können durch mehrere Felder ungestofsen durchlaufen. Bei dem Beispiel auf T. X (F. 12 bis 17) sind die vier Winkeleisen ohne horizontalen Zwischenraum angeordnet; in jedem Knotenpunkte werden zwei Winkeleisen gestofsen, entweder zwei obere oder zwei untere und zwar durch ein aufgelegtes \sqcup -förmig gebogenes Blech, dessen Gröfse sich nach derjenigen der zu stofsenden Winkeleisen richtet. Die Vertikalbleche werden in jedem zweiten Knotenpunkte gestofsen und zwar durch die Knotenbleche.

Der H-förmige Gurtquerschnitt eignet sich auch sehr gut für grofse Brücken; die Bildung der Knotenpunkte erfolgt dann ganz ähnlich, wie oben beim zweifach T-förmigen Querschnitt gezeigt ist. Eine mustergiltige Konstruktion zeigt Fig. 65. Der Gurtquerschnitt besteht aus zwei grofsen Vertikalblechen von 550.13 mm, aus vier kleinen Vertikalblechen von 135.13 mm, einem grofsen Horizontalblech von 526.13 mm, vier kleinen Horizontalblechen von 135.13 mm, vier inneren und vier äufseren Winkeleisen von 130.130.13. Sämtliche Teile sind in bzw. neben den idealen Knotenpunkten gestofsen,

sodafs jeder Stab der Gurtung in der Fabrik fertig vernietet werden konnte. Die beiden grofsen Vertikalbleche sind durch aufsen aufgelegte, 13 mm starke Knotenbleche gestofsen; gegen diese Knotenbleche laufen sich die äufseren vier Winkeleisen tot und werden durch über die Knotenbleche gehende Winkeleisen von entsprechender Länge gestofsen; die hierbei erforderlichen horizontalen Futterbleche an der Stelle der horizontalen Winkeleisenschenkel dienen zum Stofs der kleinen Horizontalbleche. Der Stofs des grofsen Horizontalbleches (von 526.13 mm) wird durch eine untergelegte Blechplatte vermittelt; die unteren, inneren Winkeleisen laufen sich gegen diese Blechplatte tot und werden in gleicher Weise gestofsen, wie die vier äufseren. Für die beiden inneren, oberen Winkeleisen sind einfache Deckwinkel angeordnet. Die vier kleinen Vertikalbleche werden neben den idealen Knotenpunkten durch Laschen gestofsen. Die Brücke, von welcher dieser Knotenpunkt entnommen ist, hat 92 m Stützweite und ist zweigleisig.

Hierher gehört auch der Querschnitt der Oder-Brücke bei Kosel, T. XIV, F. 9 bis 16, welcher aber auch zu den Schwedler'schen Querschnitten gerechnet werden kann. Jederseits ist zwischen dem vertikalen Stehbleche und den inneren Winkeleisen ein 10 bis 13 mm weiter freier Raum, in welchen die Knotenbleche eingelegt werden; dieselben dienen zum Stofsen dieser Stehbleche. Letztere reichen jedoch bei der oberen Gurtung nicht bis zum theoretischen Knotenpunkt, hören vielmehr so zeitig auf, dafs zwischen die Enden derselben ein Vertikalblech zwischengelegt werden kann, welches den Stofs der vertikalen Schenkel der äufseren Winkeleisen vermittelt; die horizontalen Schenkel derselben werden durch aufgelegte Blechstreifen gestofsen. Das Knotenblech geht als Stofsblech für das Stehblech natürlich über beide Stöfse des letzteren hinweg.

Kreuzförmige Querschnitte. Im einfachsten Falle besteht der Querschnitt nach Fig. 62 aus vier Winkeleisen, bei denen die Knotenpunktsbildung mittels eingeleger Knotenbleche sehr leicht ist. Bei gröfseren Brücken fügt man zu den Winkeleisen noch vertikale Stehbleche und horizontale Bleche hinzu. Die Knotenbleche werden dann zwischen die vertikalen Stehbleche gesetzt und so stark gemacht, wie beide Stehbleche zusammen; dann kann das Knotenblech beide Stehbleche stofsen. Horizontalblech und Winkeleisen können in der Weise gestofsen werden, welche in Fig. 61 angegeben ist. Neuerdings ist diese Querschnittsform von Gerber hauptsächlich für Brücken mit Gelenkbolzenverbindung ausgebildet worden, worüber in § 12 das Nähere nachgesehen werden kann.

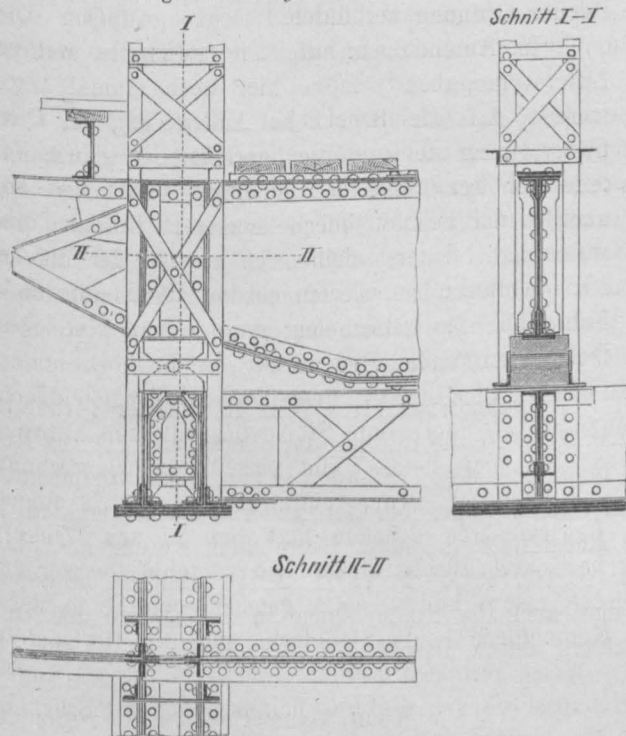
Anschlufs der Querträger bezw. Querverbindungen. Die Knotenpunkte, welche an der Fahrbahn liegen, müssen die Querträger, die anderen Knotenpunkte bei gewissen Trägern den Querverband aufnehmen. Die Querträger werden einfachsten Falls und wenn genügende Höhe verfügbar ist, auf die obere Gurtung der Hauptträger gelagert; gegen seitliches Kippen werden sie durch Dreieckversteifung gesichert. Eine solche Anordnung zeigt Fig. 63; dieselbe ist möglich, wenn die Gurtung an ihrer oberen Seite eine Ebene zeigt. Bei dieser Konstruktion werden die Hauptträger in ihren Symmetrieachsen belastet, genau genommen freilich nur dann, wenn die Querträger beweglich aufgelagert sind, sodafs an ihren Auflagern keine Momente auftreten können. Bei geringerer Konstruktionshöhe wird die Anordnung sehr einfach, wenn die Hauptträger vertikale Pfosten enthalten; der Querträger wird dann mit der Vertikalen und womöglich auch mit dem Knotenblech oder dem durchlaufenden Stehblech durch Winkeleisen verbunden (F. 17, T. X); unter Umständen können hierzu die Winkeleisen der Vertikalen ohne weiteres benutzt werden (F. 5, T. X; F. 4, T. XIII). Dabei ist stets für eine kräftige

Eckaussteifung zu sorgen, zweckmäßig dadurch, daß an jedem Ende des Querträgers ein trapezförmiges Blech angeordnet wird, welches mit dem Vertikalblech des Querträgers durch Laschen verbunden ist (F. 5, T. X; F. 9, T. XII; F. 4, T. XIII). Wenn keine Vertikalen vorhanden sind, so übertragen die Querträger ihre Kräfte in die Knotenbleche; bei zweiteiliger Gurtung und Verwendung zweier Knotenbleche ist an dieser Stelle eine besondere Verbindung der Knotenbleche von großer Bedeutung, damit nicht die eine Hälfte der Gurtung überansprucht werde.

Eine feste Verbindung der Querträger mit den Hauptträgern hat aber an den Verbindungsstellen Momente zur Folge, da die Querträger nicht, wie bei der Berechnung angenommen wird, frei auf-

liegende, sondern eingespannte Träger sind, wobei noch erschwerend wirkt, daß der Spannungswinkel veränderlich ist. Bekanntlich erzeugen diese Momente Verdrehung und folglich Nebenspannungen in den Hauptträgern; deshalb ist man neuerdings bestrebt, die Annahmen der Berechnung auch an dieser Stelle zu verwirklichen. Fig. 66 zeigt die bei einigen russischen Brückengewählte Konstruktion.³²⁾ Die Querträger sind frei in Gelenklagern auf den Untergurt der Träger gelegt und zwar so hoch, daß unter den Querträgern noch ein selbständiger Querriegel angebracht werden konnte, welcher als Querversteifung und als Pfosten für den wagrecht liegenden Windträger dient. Gewöhnlich muß der Querträger die Auf-

Fig. 66. Wolga-Brücke bei Twer.



M. 1:40.

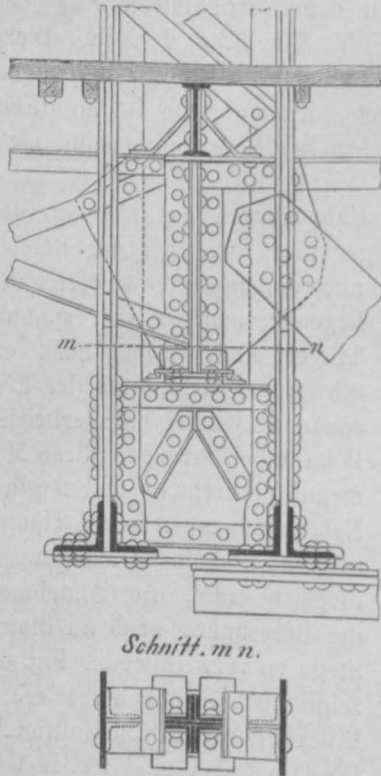
gabe dieses Querriegels mit erfüllen, was bei beweglicher Auflagerung nicht gut möglich ist. Die Vertikalen der Hauptträger bestehen in vorliegendem Falle aus vier kastenförmig gestellten Winkeleisen, zwischen denen die Lager der Querträger liegen und letztere selbst hindurchgehen; hierdurch sind dieselben gegen seitliches Kippen geschützt. Dieser Schutz erscheint kaum als nötig, weil die fest vernieteten Schwellenträger einen kräftigen Längsverband bilden und weil die Endquerträger mit den Endpfosten der Brücke fest vernietet sind. Zu beachten ist, daß bei beweglicher Auflagerung der Querträger eine besondere Querversteifung nicht fehlen darf.

Eine verwandte Lösung der Aufgabe, den Querträger beweglich aufzulagern, zeigt Fig. 67, ein Projekt, welches nach Angabe von Winkler verfaßt ist.³³⁾ Zwischen die

³²⁾ Riga'sche Industrie-Zeitung 1888, S. 205—209, 217—220. — Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1889, S. 325—326.

³³⁾ Studienblätter aus den Übungen im Entwerfen u. s. w. in der Abteilung für Bau-Ingenieurwesen an der technischen Hochschule zu Berlin. Jahrgang 1880, Bl. 17.

Fig. 67. M. 1:20.



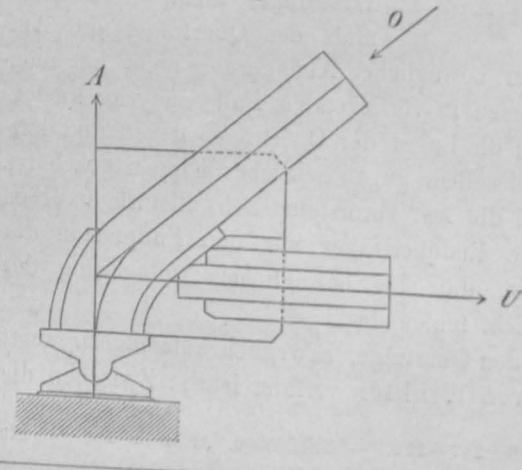
Knotenbleche der unteren Gurtung und zwar in die lotrechte Mittelebene des Querträgers ist eine Blechwand gesetzt, welche oben durch zwei Winkeleisen gesäumt und durch vier weitere, schräg gestellte Winkeleisen ausgesteift ist. Auf den oberen Winkeleisen ruht ein kleines Tangentiallager zwischen Winkel-eisen. Der Querträgerteil über dem Lager ist als starker Pfosten ausgebildet. Seitliche Verschiebung des Querträgers wird durch die Lagerkonstruktion, seitliches Kippen desselben durch die Längsträger zweiter Ordnung verhindert.

Im Anschluß an die untenstehenden weiteren Litteraturangaben³⁴⁾ möge hier noch einmal betont werden, daß die bewegliche Auflagerung der Querträger, wenn sie sorgfältig bearbeitet ist, große Vorteile vor der üblichen Anordnung bietet und sich auch in der Praxis (beispielsweise in Rußland) bewährt hat. Sie empfiehlt sich sowohl für Brücken mit oberliegender, wie für solche mit unterliegender Fahrbahn; für letztere nur dann, wenn eine obere Querversteifung möglich ist.

Endknotenpunkte. Wenn Endständer vorhanden sind, so ist die Bildung der oberen und unteren Knotenpunkte dieser Ständer genau nach vorstehenden

Regeln vorzunehmen; der Hauptunterschied gegenüber den anderen Knotenpunkten ist durch den großen Querschnitt des Endständers bedingt. Gewöhnlich werden auch hier aufgelegte Knotenbleche verwendet (F. 16^a, T. X; F. 11, T. XIII); vielfach, besonders bei sehr breiten Stehblechen, legt man auch die Knotenbleche in die Ebenen der Stehbleche und verbindet sie mit letzteren durch Laschen (F. 10^b, T. X; F. 15, T. XV; F. 10 u. 13, T. XX).

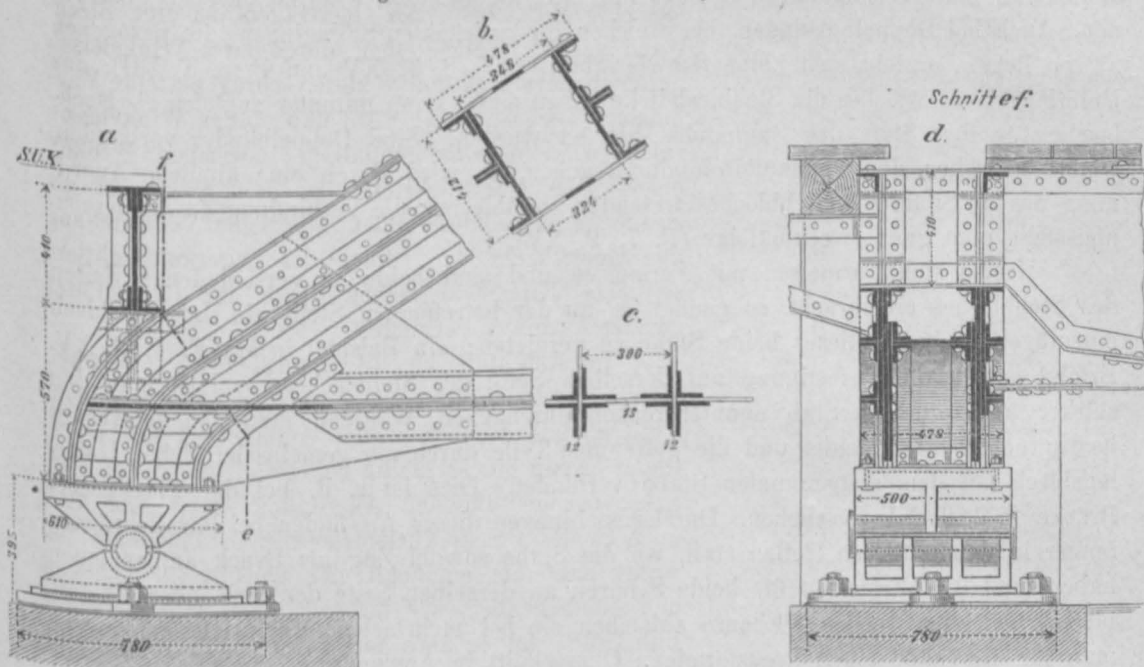
Fig. 68.



Wenn keine Endständer vorhanden sind, wenn also die Endhöhe des Trägers Null ist, macht die Verbindung am Endknotenpunkte meistens größere Schwierigkeiten. Dann ist vor allem zu beachten, daß die Achsen der beiden Stäbe, welche hier zusammentreffen, einander auf der Mittellinie des Auflagers, d. h. auf der Kraftlinie des Auflagerdrucks, schneiden müssen, weil die drei Kräfte O , U und A (Fig. 68) nur dann im Gleichgewicht sein können, wenn sie sich in einem Punkte schneiden, daß ferner für das Auflager eine wagrechte Lagerfläche geschaffen und

³⁴⁾ Wochenblatt für Arch. u. Ing. 1884, S. 501–503. — Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1883, S. 404.

Fig. 69. Oder-Brücke bei Neuhoß. M. 1:25.



dafs endlich (unter Umständen) für den Anschluß des Endquerträgers und des Windverbandes gesorgt werden muß. Zweckmäfsig verwendet man auch hier Knotenbleche zwischen den Gurtungsteilen oder an beiden Seiten derselben; die horizontale Auflagerfläche wird durch angenietete wagrechte Winkeleisen erreicht; die Querträger werden meistens an den Knotenblechen befestigt, welche zu diesem Zwecke über den oberen Gurtstab hinausreichen. Wenn die Querträger nicht in ihrer ganzen Höhe mit dem Knotenblech vernietet werden können, so verringert man deren Höhe nach der Befestigungsstelle hin. Man vergleiche auch T. XIV, F. 13 u. 4; T. XV, F. 16. Fig. 69 zeigt den Anschluß der Winddiagonalen mittels eines horizontalen Anschlußbleches; der Querträger ist hier nicht an das Knotenblech angeschlossen.

§ 20. Kreuzungen der Füllungsstäbe.

Bei jedem mehr als einteiligen System, bei Anordnung schlaffer Diagonalen, selbst beim einteiligen Fachwerke lassen sich Durchkreuzungen oder Überschneidungen der Füllungsstäbe nicht vermeiden. Obwohl nun die betreffenden Stellen eigentlich nicht verbunden werden sollten, wendet man in Wirklichkeit bei denselben doch meist eine Vernietung an, um einerseits das Durchsacken der Zugbänder zu mindern und anderseits den Widerstand der gedrückten Stäbe gegen Ausknicken zu erhöhen. Die Art der Verbindung ist von der Beschaffenheit der Profile der sich treffenden Stäbe abhängig.

Flacheisen mit Flacheisen werden, wenn sie sich kreuzen, an der Durchkreuzungsstelle mittels Nieten verbunden, wobei man — falls ein Abstand (meist die Stehblechstärke) vorhanden ist — Futterbleche unterlegt oder Nietringe als Zwischenlage anbringt. Treffen sich die beiden Flacheisen, so biegt man entweder jedes etwas aus und ordnet an den Kreuzungsstellen einen oder mehrere Niete an, oder man läßt die Stäbe zusammenstoßen und giebt beiderseits Laschen.

Treffen Flacheisen mit Formeisen zusammen und liegen beide Teile auf verschiedenen Seiten, so ist die Anordnung höchst einfach; man braucht an den Kreuzungs-

stellen nur eine Vernietung ohne oder mit Nietringen bezw. Unterlagsblechen anzuordnen. Auch bei Doppelgurtungen, bei welchen die gedrückten Stäbe innen, die gezogenen aussen liegen, ergibt sich keine Schwierigkeit (s. F. 8, T. XV und F. 8, T. XII); das Unterlagsblech, welches die Stehblechdicke haben muß, kann mitunter zugleich als Decklasche für den Stoß des Zugbandes benutzt werden. Sind Doppelbänder vorhanden, welche zwischen den Vertikalen hindurch gehen, so wird durch eine ähnliche Anordnung des an Stelle des Stehbleches tretenden Stoßbleches die Verbindung an der Kreuzungsstelle eine ganz zweckmäßige (F. 7, T. XV).

Kreuzt sich Formeisen mit Formeisen und sind beide zu verschiedenen Seiten des Stehbleches angebracht, so genügt es, an der betreffenden Stelle ein Unterlagsblech einzufügen und auf dieses beide Stäbe zu vernieten; ein Beispiel bringt F. 4, T. XV. Erfolgt jedoch die Befestigung auf derselben Seite des Stehbleches, so läßt man den stärker beanspruchten Stab ununterbrochen durchgehen, während man den schwächer beanspruchten abschneidet und die getrennten Teile durch ein gemeinschaftliches Unterlagsblech mit dem erstgenannten Stabe verbindet. Dies ist z. B. bei der Flackensee-Brücke F. 9, T. XV geschehen. Durchschneidungen dieser Art finden bei Parallelträgern immer in den mittleren Teilen statt, wo die Stäbe sowohl Zug als Druck aufzunehmen haben, und die Formeisen für beide Scharen an derselben Seite des Steh- oder Knotenbleches befestigt werden. Ebenso entstehen sie bei mehrfachem Fachwerk stets, wenn man für die Stäbe einen kreuzförmigen Querschnitt in Anwendung bringt.

Bei großen Trägerhöhen haben die Stäbe größere Längen, als die von den Walzwerken gelieferten Bleche oder Formeisen. Dies gilt insbesondere von den breiten Zugbändern unserer Fachwerksbrücken. Die Deckung der Stöße, welche alsdann notwendig werden, erfolgt bei einfachen Blechen am besten durch zwei Deckbleche; man erhält doppelschnittige, mithin weniger Niete und überträgt die Zugspannungen centrisch. Wie schon oben erwähnt, wird man die Stöße in vielen Fällen zweckmäßig an den Stellen anordnen, woselbst die gezogenen Stäbe mit den gedrückten kreuzen. Die Verteilung der Niete ist nach den früher gegebenen allgemeinen Regeln zu beurteilen.

Es ist unleugbar, daß durch die feste Verbindung der Gitterstäbe an den Durchkreuzungsstellen große Unsicherheit in die Beurteilung der Kräfteverteilung gebracht und eine selbständige Längenänderung der Zugstäbe verhindert wird. Man hat daher die Verbindung manchmal so gestaltet, daß die Niete, welche die Flachstäbe zur Vermeidung des Durchsackens an die Druckstäbe binden, durch absichtlich weiter gehaltene Löcher der letzteren treten. Dies ist z. B. an der Rhein-Brücke bei Mannheim geschehen.

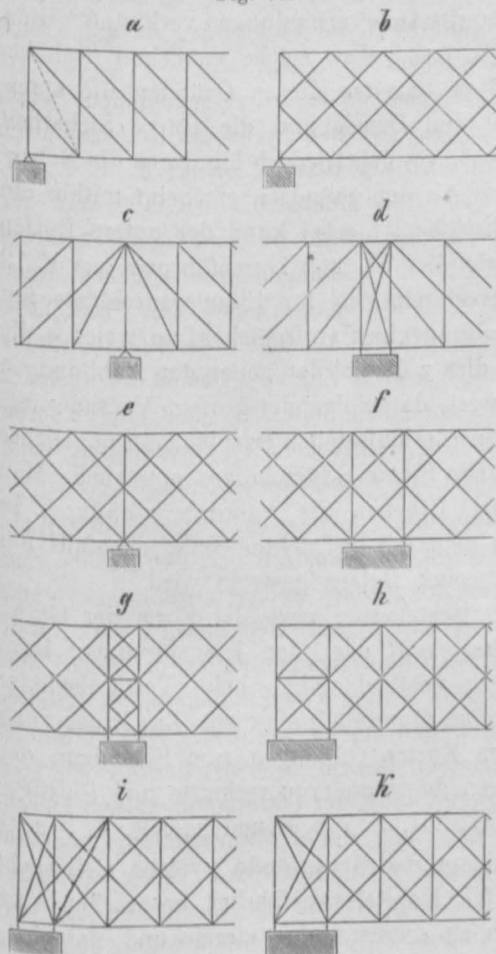
Über die Ausbildung der Formen der Kreuzungsstellen vergleiche man § 13 des VI. Kapitels.

§ 21. Ständer und Portale.

Endständer. Bei allen Trägersystemen, woselbst über den Auflagern nicht eine Zusammenführung der beiden Gurte erfolgt, also beim Parallelträger, Halbparabelträger u. s. w. werden eigene Abschlüsse (Ständer) nötig, welche den ganzen oder einen Teil des Auflagerdruckes auf die Stützen übertragen. Beim einfachen Fachwerk und bei Bahn unten bildet die letzte Vertikale den Endständer. Bei Bahn oben kann ein solcher unter Umständen wegbleiben; alsdann ist der Pfeiler bis zum letzten oberen Knotenpunkt hinaufzuführen. Als wesentliche Forderung für zweckmäßige Konstruktion der Ständer muß betrachtet werden, dieselben keiner Biegung, sondern nur einem Drucke auszusetzen, vergl. S. 428 u. 429. Aus diesem Grunde kann z. B. keine der Fig. 70a u. b

dargestellten Anordnungen als gut bezeichnet werden. Man führt vielmehr bei mehrfachem Fachwerk sämtliche Stäbe in den oberen bzw. oberen und unteren Endpunkten zusammen, obwohl diese Anordnung ziemlich komplizierte Vernietungen an den Endknotenpunkten fordert. Größere Knotenbleche erleichtern die Unterbringung der Stäbe. Ein Beispiel zeigt T. XV, F. 15. Um die nötige Auflagerbreite zu erzielen, hat man

Fig. 70.



nicht selten zwei Ständer angeordnet, siehe Fig. 70 *h, i* u. *k*. Infolge der horizontalen Stellung der Lagerplatte wird aber bei Belastung der größte Teil des Druckes auf den inneren Ständer übertragen. Nun läßt sich zwar durch eine zweckmäßige Neigung der Auflagerplatte, wie sie etwa der Tangente an die elastische Linie bei größter Belastung entspricht, eine bessere Verteilung erzielen, ebenso durch Anordnung eines gemeinsamen Kipplagers. Es ist aber schwer, die tatsächliche Verteilung der Spannungen immer richtig zu beurteilen, ferner kommen in die Stäbe infolge erhöhter Starrheit der Endverbindung bedeutendere Nebenspannungen, weshalb man diese Art der Anordnung besser unterläßt.

Mittelständer. Bei kontinuierlichen Trägern und solchen mit freischwebenden Stützpunkten kommen Mittelständer mit beiderseitigem Anschlusse der Stäbe vor. Es fragt sich auch hier, wie dieselben anzubringen seien. Bei kleineren Brücken mit schmalen Pfeilern wird man nur ein Lager und infolge dessen einen Ständer ausführen und die Stäbe an den Endpunkten desselben zusammenlaufen lassen, s. Fig. 70 *c*. Bei großen Brücken mit breiten Pfeilern hat man vielfach zwei Ständer konstruiert und jeden der-

selben auf ein eigenes Lager gestellt (Fig. 70 *d, f, g*). Man verkürzt hierdurch die Stützweite der Felder, nimmt aber den großen Nachteil in den Kauf, daß bei gewissen Belastungen an einem der beiden Ständer negative Stützendrucke auftreten können, welche entweder ein Abheben des Trägers von einer Stütze oder, wenn dies durch entsprechende Befestigung gehindert wird, ein Auftreten von Zugspannungen im Mauerwerke zur Folge haben. Man hat daher auch hier in den meisten Fällen nur ein Lager angebracht. Bei mehrfachem Fachwerk hat man die Stäbe in verschiedener Weise, wie Fig. 70 zeigt, mit dem Ständer in Verbindung gebracht. Führt man dieselben nicht zusammen, so lassen sich bei bestimmten Belastungen Biegungsspannungen im Ständer nicht vermeiden, weil die daselbst sich in der Mitte treffenden Stäbe nicht vollkommen gleiche Spannungen aufweisen werden. Ordnet man in diesem Falle zwei Ständer an und ist der Pfeiler so breit, daß die Entfernung der Ständer der Maschenweite gleich gemacht werden kann, so entstehen keine Unregelmäßigkeiten in der An-

ordnung, doch müssen die zwischen den Ständern befindlichen Stabstücke als Zugdruckstäbe konstruiert werden, da sie infolge der Möglichkeit negativer Stützendrücke wechselnden Beanspruchungen ausgesetzt erscheinen. Man hat bei schmäleren Pfeilern auch die Ständer auf die halbe Maschenweite voneinander gesetzt. Die Einschaltung horizontaler Verbindungen ist dann zu raten. Beide letztgenannte Anordnungen sind jedoch aus den gegen Doppellager überhaupt sprechenden Gründen nicht besonders zweckmäßig zu nennen. Mit den Ständern sind gewöhnlich starke Querverbindungen verknüpft. Hierdurch kommen beträchtliche Nebenspannungen in jene, eben solche entstehen noch besonders infolge Starrheit der Knotenpunkte. Man hat aus diesen Gründen die Querschnittsflächen, wie sie sich mit Rücksicht auf den Druck und die nötige Sicherheit gegen Einknicken ergeben, lieber etwas vergrößert, vermehrt jedoch hierdurch die Nebenspannungen in den anschließenden Gitterstäben. An den Ständern erscheint mithin ein Anschluß mittels Gelenkbolzen besonders zweckmäßig; hierbei kann der untere Bolzen zugleich den Zapfen des Kipplagers ersetzen, wie dies in guter Durchführung aus F. 12 und 13, T. XXI zu ersehen ist. Andere Endverbindungen für Ständeranschlüsse mit Bolzen findet man auf Tafel XVI. Die Einschaltung eines Gufsstückes, an welches die gedrückten Teile einfach stoßen und wie man dies z. B. bei den genannten Abbildungen findet, ist jedoch gerade hier nicht empfehlenswert, da infolge der großen Veränderung, welche die Winkel bei der Durchbiegung an den Anschlußstellen erleiden, ein ungleiches Aufsitzen entsteht und in der Hülse der Gufsstücke Biegungsspannungen entstehen. Man hat daher mit Recht bei neueren amerikanischen Brücken die Anordnung dadurch zu einer vollkommen gelenkförmigen gemacht, daß man die gedrückten Stäbe ebenfalls mit Bolzenlöchern versieht, durch welche der gemeinsame Bolzen gesteckt wird.

Die Wahl des Querschnittes der Ständer richtet sich nach der Form der Gurte. Man nimmt beim einfachen T-Gurt den T-Querschnitt oder den kreuzförmigen, beim Doppel-T-Gurt I-Formen einfach oder mehrfach nebeneinander, beim Vertikalständer über den Mittelpfeilern u. s. w. auch kastenförmige Querschnittsformen. Zur Erneuerung des Innenanstriches wird man bei geschlossenen Kasten Öffnungen zum Einsteigen des Arbeiters in einer Blechwand aussparen. Wegen der Ständerquerschnitte und sonstiger Einzelheiten vergleiche man u. a. T. X, F. 16, T. XII, F. 7 u. 8 und T. XV, F. 5 u. 6.

Portale. Die architektonischen Abschlüsse der Tragwände, welche sich nicht selten als Portale gestalten, sind in § 15 des VI. Kapitels ausführlich besprochen. An dieser Stelle genügt es, an die drei Hauptarten zu erinnern, deren erste und einfachste durch die Figuren 1 und 2, T. XVI vertreten ist. Ein Beispiel der zweiten Art (zwei steinerne prismatische Pfeiler an jedem Brückenende) findet man auf T. XIII, während hinsichtlich der dritten Art (Thore aus Stein oder Eisen, auch aus Stein und Eisen) auf die erste Abteilung (Tafel XXVI und XXVII) zu verweisen ist.

Litteratur.

- Zur Beurteilung der Gelenkknoten-Verbindungen eiserner Brücken. Deutsche Bauz. 1880, S. 350 u. 533.
 Winkler. Die Sekundärspannungen in Eisenkonstruktionen. Dasselbst 1881, S. 110, 129, 135.
 Winkler. Reisenotizen über Brücken in Norwegen. Wochenbl. f. Arch. u. Ing. 1883, S. 115.
 Preisausschreiben für eine Donau-Brücke bei Cernavoda. Vortrag von Winkler. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1884, S. 94. — Deutsche Bauz. 1883, S. 484. — Centralbl. der Bauverw. 1883, S. 413.
 Die Berliner Stadt-Eisenbahn. Zeitschr. f. Bauw. 1884, S. 121, 228; 1885, S. 1.
 Riese. Neuere Brückenbauten in der Schweiz. Zeitschr. f. Bauw. 1886, S. 213 u. 351.
 Zimmermann. Über den Sicherheitsgrad auf Knicken beanspruchter Körper. Centralbl. d. Bauverw. 1886, S. 217.

B. Quer- und Längsverband.

§ 22. Allgemeine Betrachtung des Quer- und Längsverbandes.

Eine Fachwerksbrücke mit ihren beiden Hauptträgern, deren Felder oben und unten durch normale und diagonale Stäbe der Windverstrebung und dazwischen durch die Stäbe der Querverbindung verknüpft sind, bildet ein räumliches Stabsystem, welches statisch bestimmt oder statisch unbestimmt sein kann, und für welches sich die allgemeinen Methoden, welche wir für die Hauptträger kennen gelernt haben, erweitern lassen. Die Berechnungen werden aber dabei sehr umständlich und für die Praxis kaum verwendbar. Bildet die Horizontalprojektion der oberen und unteren Windverstrebung zwischen den (im allgemeinen polygonal gedachten) Gurten ein statisch bestimmtes Fachwerk von Vertikalen und Diagonalen und läßt man auf diese Horizontalprojektion die oberen bzw. unteren Knotenkräfte, welche eine Folge des Winddruckes sind, einwirken, so stellen die nach den Regeln für ein ebenes System berechneten Spannungen die Horizontalkomponenten der Spannungen dar, welche in den Stäben der Windverstrebung entstehen, bei parallelen Gurten also die Spannungen selbst. Es handelt sich dann bei der Berechnung der Windverstrebung um einen ebenen Fachwerksträger, welcher in den einzelnen Knotenpunkten von Horizontalkräften angegriffen wird, und böte hier nach die Durchführung der Rechnung nichts neues. Große Schwierigkeit bietet jedoch beim Vorhandensein zweier Windverstrebungen eben die genaue Ermittlung dieser in den Knotenpunkten angreifenden Kräfte, wovon später die Rede sein wird. Weiter ist noch folgendes zu bemerken.

Die Gurte der Hauptträger sind zugleich die Gurte des Querschwerkes, die erhaltenen Spannungen sind mithin zu den durch die Vertikalkräfte erzeugten zu addieren, wobei zu beachten ist, daß, da die Windrichtung eine unbestimmte, man stets den Fall der Windpressung rechnen wird, welcher die vorhandene Spannung vermehrt. Außerdem treten erhebliche Zusatzspannungen auf. Sehr häufig hat man indessen bei Bestimmung der Gurtquerschnitte auf beide Umstände keine Rücksicht genommen, wobei wohl stillschweigend die Annahmen gemacht worden sind, daß die Maximalbelastungen, nach welchen die Träger berechnet wurden, in der Regel nicht mit den Maximal-Winddrücken zusammen kommen und daß ganz vereinzelter Überanstrengungen noch immer keinen Nachteil herbeiführen, solange sie die Elastizitätsgrenze nicht überschreiten. Dies ist nicht zu rechtfertigen und es scheint wohl am angemessensten, zu den Gurtspannungen jene Spannungsgrößen zu addieren, welche die Gurte als Glieder der Windverstrebung unter einem Winddrucke erfahren, bei welchem ein Passieren der Züge noch thunlich ist, also etwa unter einem solchen von 170 kg auf den qm. Hierbei sind die unausbleiblichen Horizontalkräfte, Seitendrucke u. s. w. mit zu berücksichtigen. Es erscheint aber gerechtfertigt, alsdann für die zulässige Inanspruchnahme eine größere Ziffer einzuführen, siehe weiter unten. Für die Berechnung der Windverstrebung selbst sind die größtmöglichen Horizontal-Knotenkräfte in Rechnung zu ziehen.

Auch für die Windverstrebung ist eine bewegliche Belastung (Verkehrslast) und eine ruhende Belastung zu Grunde zu legen. Die erstere wird durch den Winddruck auf die Fahrzeuge, die Seitendrucke der Wagen event. die Centrifugalkraft, die letztere durch den Winddruck auf die Konstruktion selbst erzeugt; man vergl. Kap. VII, § 4.

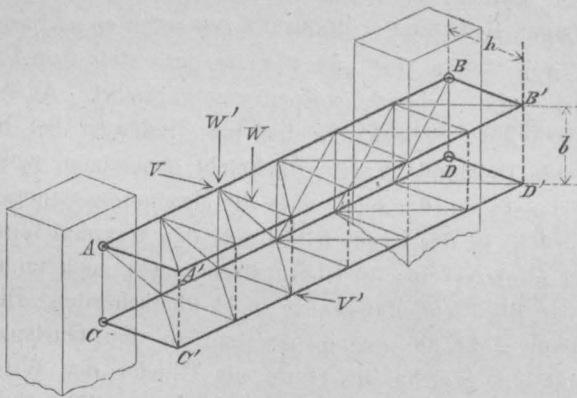
Da nun Wagen bei Orkanen nicht mehr verkehren, wird man im allgemeinen zwei Berechnungen anstellen müssen:

- a. Erste Berechnung: Winddruck bei Wagenverkehr 170 kg f. d. qm.
 - α . Ruhende Last, repräsentiert durch den Winddruck auf die Konstruktion p .
 - β . Bewegliche Last, bedingt durch die Horizontalkraft, welche der Zug überträgt, q , \mathfrak{C} (s. unten).
- b. Zweite Berechnung für den größten Winddruck (für unsere Gegenden 270 kg für den qm).
 - α . Ruhende Last, repräsentiert durch den Winddruck auf die Konstruktion p .
 - β . Entfällt.

Als bewegliche Last unter a. β . ist neben dem Winddruck auf die Wagen auch, wie erwähnt, bei Eisenbahnbrücken den Seitendrücken Rechnung zu tragen. Man thut dies am geeignetsten, indem man der gleichförmigen Belastung, welche den Winddruck auf die Wagenreihe darstellt, ein System von Einzellasten \mathfrak{C} vorausgehen läßt, welche in der Richtung der Lokomotivachsen wirken und $0,1 G$ betragen, wenn G das auf eine Achse entfallende Lokomotivgewicht ist. Die Centrifugalkraft kann bei Spannweiten über 20 m nach Winkler durch eine gleichförmig verteilte Last von $\frac{47}{r}$ Tonnen f. d. lfd. m und eine am Kopfe des Zuges wirkende Einzellast von $\frac{924}{r}$ Tonnen ersetzt werden, ist im übrigen aber auch leicht für jeden einzelnen Fall zu rechnen, vergl. Kap. VII, § 5.

Auf bedeutende Schwierigkeiten stößt indessen, wie bereits angedeutet, die Ermittlung der auf die einzelnen Knoten des Windfachwerkes entfallenden Kräfte. Um hieüber ins Klare zu kommen, erscheint es angemessen, zunächst einen einfachen Fall

Fig. 71.



einer eingehenderen Betrachtung zu unterziehen. Der Fachwerksträger $ABCD A'B'C'D'$ (Fig. 71) ruhe in $ABCD$ auf festen, im horizontalen Sinne unverrückbaren Lagern. Im Interesse besseren Verständnisses haben wir den Träger umgekantet gezeichnet. Wirkt auf einen derartigen Träger eine Kraft W , so wird derselbe ohne weiteres nach unten zusammengeklappt werden, wenn keine anderen als die gezeichneten Stäbe vorhanden sind und wenn wir voraussetzen, daß

die Wirkung der Gelenke eine vollständige ist. Durch die Steifigkeit der Knotenverbindung an den Gurten entstehen jedoch Widerstände, welche sich der Biegung entgegensetzen. Der Träger verhält sich ähnlich wie ein an der Fläche $ABCD$ eingemauerter, am anderen Ende freier Träger, dessen Form sich um so weniger verändern wird, je steifer die Wände $AA'BB'$, $CC'DD'$ sind. Die punktierten Stäbe vermitteln die gleichzeitige Wirkung beider Tragwände. Wären sie nicht vorhanden, so würde der Winddruck lediglich die von ihm angegriffene Fläche beanspruchen. Die Einschaltung von Diagonalen zwischen den punktierten Stäben bleibt auf die Wirkung eines die ganze Fläche $AA'BB'$ treffenden Winddruckes ohne jedweden Einfluß.

In diesem unserem Falle wirkt lediglich die untere Windverstrebung, außerdem aber werden die Tragwände auf Biegung in der vertikalen Ebene, die Gitterstäbe speziell noch in sekundärer Weise auf Biegung beansprucht. Die Wirkung der Kraft W läßt sich bei vorhandenen Querriegeln ersetzen durch die Wirkung der Kräfte $V V'$ und W' und zwar ist $V = V'$, $W = W'$, $V' \cdot b = \frac{1}{2} W \cdot h$. Nehmen wir zunächst an, es wirke in unserem Querschnitt (Fig. 71) W_1 auf die linksseitige Tragwand $AA'BB'$, so werden die Kräfte V_1 die linke Tragwand entlasten, die Kräfte V'_1 die rechte Tragwand belasten und die Knotenkräfte W'_1 den unteren Windverband in Anspruch nehmen. Betrachten wir nunmehr die Größen V und W als auf den laufenden Meter der Konstruktion entfallende und setzen wir einen Parallelträger voraus, so findet sich für die Zugspannung des Gurtes in der Trägermitte für die Untergurte CD die GröÙe

$$S'_1 = \frac{1}{8} \frac{W'_1 \cdot l^2}{b} + \frac{1}{8} \frac{V'_1 \cdot l^2}{h},$$

wobei der erste Ausdruck als Stab des Windverbandes, der zweite als Stab der Tragwand resultiert. Die Einführung der oben gefundenen Ausdrücke liefert

$$S'_1 = \frac{3}{16} \frac{W_1 l^2}{b}.$$

In ähnlicher Weise findet sich für den Winddruck W_2 auf die rechtsseitige Tragwand $V'_2 = V_2$, $W'_2 = W_2$, $V'_2 \cdot b = \frac{1}{2} W_2 \cdot h$. Die gröÙste Zugspannung erfährt wieder der Untergurt CD . Sie wird für die Trägermitte $\frac{3}{16} \frac{W_2 \cdot l^2}{b}$. Addiert man beide Spannungen, so erhält man für die gröÙste Spannung, welche der Winddruck im Untergurte zu erzeugen vermag,

$$S_w = \frac{3}{16} \frac{W \cdot l^2}{b}.$$

Diese Spannung kann bedeutend werden. Setzt man für die Maximalspannung des Untergurtes bei totaler gleichmäßiger Belastung q durch Vertikalkräfte

$$S_q = \frac{1}{16} \frac{q l^2}{h},$$

so ergibt sich z. B. unter folgenden Annahmen (270 kg Winddruck f. d. qm; Bahn oben)

l in m	20	40	60
h in m	2	4	6
b in m	2,6	3,0	4,0
q in t	8,5	8,25	8,25
W in t	0,36	0,59	0,86
S_q in t	106	206	310
S_w in t	9,7	59,5	146

Man sieht, daß die Inanspruchnahmen durch den Winddruck, für welchen bei obigen Werten 270 kg f. d. qm zu Grunde gelegt wurden, beträchtliche Größen annehmen können. Für einen Winddruck von 170 kg f. d. qm, welcher gleichzeitig auf die beladenen Wagen und die Träger wirkt, ergibt sich unter den üblichen Annahmen bei Bahn oben

l in m	20	40	60
W in t	0,77	0,92	1,08
S_w^* in t	20	92	184
S_q in t	106	206	310
zusammen	$S^* = 126$	298	494

Es ergibt sich wieder, daß die Windspannungen ganz außerordentliche Größen erreichen können. Dagegen ist zu bedenken, daß gleichzeitige Belastung durch einen Orkan und schwerste Züge ein selten eintretendes Ereignis ist. Um beiden Umständen Rechnung zu tragen, ist in Österreich folgender Vorgang gesetzlich: Man rechnet die Gurte lediglich für Vertikalkräfte und legt der Ermittlung des Querschnittes eine bestimmte zulässige Inanspruchnahme zu Grunde, welche in unserer Reihe beträgt:

für $l = 20$	40	60 m
$k = 740$	780	810 kg f. d. qcm,

mithin ergäbe sich für die nutzbare Querschnittsfläche

$f = 143$	265	383 qcm.
-----------	-----	----------

Hingegen darf bei Wind und gleichzeitiger Vertikalbelastung die Inanspruchnahme $k = 1000$ kg nicht überschreiten. Dies giebt für die nutzbaren Querschnittsflächen

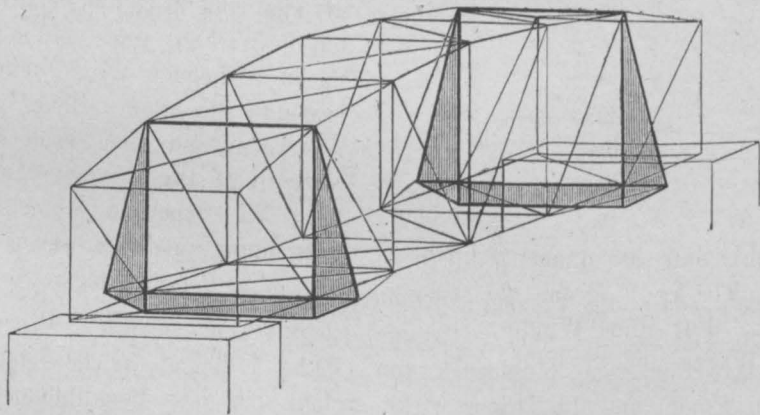
$f^* = 126$	298	494 qcm.
-------------	-----	----------

Es wären daher in unserem Falle die Gurtabmessungen der beiden letzten Spannweiten mit Rücksicht auf die Windbelastung zu bestimmen. Für Bahn unten rückt die Grenze, für welche der Winddruck maßgebend wird, weiter hinauf.

Ein anderer Übelstand, der mit der in Fig. 71 gezeigten Anordnung verknüpft ist, besteht in den bedeutenden Biegungsspannungen, welche die Gitterstäbe aufzunehmen haben und von welchen weiter unten die Rede ist. Es ist daher äußerst wichtig, Anordnungen zu schaffen, welche diese schädlichen Einflüsse des Windes mäßigen. Diese können sich gestalten wie folgt:

1. Man schafft für die Punkte $A' B' C' D'$ feste Auflager gegen horizontale Verschiebungen, indem man sie gegen genügend widerstandsfähige Portale anlehnen läßt.
2. Man bildet Windjoche, indem man entweder direkt für die Punkte $A' B' C' D'$ oder für Knotenpunkte, welche diesen zunächst liegen, Sicherungen gegen seitliches Ausweichen schafft. Dies kann durch eine Strebenverbindung geschehen, deren Anordnung aus Fig. 72 ersichtlich ist.

Fig. 72.



3. Man schützt die Punkte der Obergurte gegen seitliches Ausweichen durch starre Dreiecke zwischen den Trägerwänden (Andreaskreuze). Diese Anordnung ist nur bei obenliegender Fahrbahn vollkommen durchführbar.

In den Fällen 2. und 3. wird eine obere Windverstrebung zweckmäßig und es ist die Annahme gerechtfertigt, daß beide horizontale Tragwände gleichzeitig wirken. In solchen Fällen ist es zulässig, den halben Winddruck auf den oberen, die andere

Hälfte auf den unteren Windträger wirkend anzunehmen und die bewegliche Windlast jenem Windträger zuzuordnen, welcher in unmittelbarer Verbindung mit der Fahrbahn steht, also in unserem Falle dem unteren. Genau ist diese Verteilungsweise nicht, aber die rechnerische Behandlung des räumlichen Fachwerks, welche hier allein zum Ziele führen würde, stößt, wie bereits oben bemerkt, auf bedeutende Schwierigkeiten.

Von welchem Einflusse die Anordnungen 1., 2., 3. unter unseren Voraussetzungen auf die Gurtspannungen sind, möge nachstehende Zahlenreihe zeigen, wobei wir wie auf S. 483 einen Parallelträger, Bahn oben, voraussetzen wollen.

Spannweite	20	40	60 m
Druck auf den unteren Windverband bei belasteter Brücke (170 kg)	0,11	0,19	0,27
Druck auf den oberen Windverband	0,11 + 0,54	0,19 + 0,54	0,27 + 0,54
Spannung der Untergurte der rechts- seitigen Tragwand $S = \frac{1}{8} \frac{W l^2}{b}$	12	43	77
$S_q =$	106	206	310
Zusammen . . .	118	249	387

Mithin ergibt sich für eine zulässige Inanspruchnahme von 1000 kg die nutzbare Querschnittsfläche

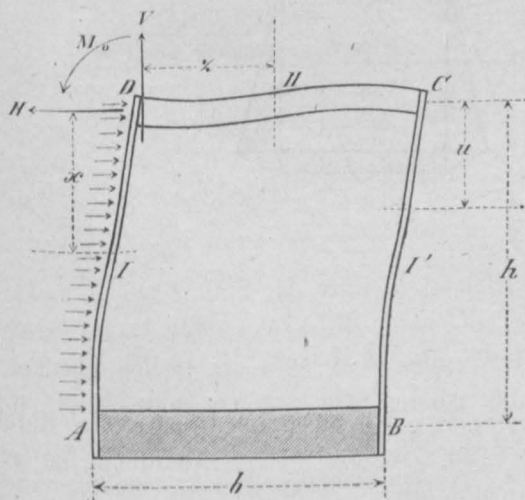
$$f = 118 \quad 249 \quad 387 \text{ qcm.}$$

Es würde also unter diesen Annahmen die kombinierte Belastung von Wind und Verkehrslast erst bei Spannweiten von etwa 60 m größere Gurtquerschnittsflächen verlangen, als dies ohne Berücksichtigung der Windlast der Fall wäre.

4. Ein viertes Mittel, eine gleichmäßige Verteilung des Winddruckes auf eine obere und untere Querverbindung zu erzielen und damit die Nebenspannungen herabzumindern, kann in der Anwendung steifer Querverbände über der Bahn bestehen.

Um die Wirkung eines steifen Querverbandes bei untenliegender Fahrbahn kennen zu lernen, untersuchen wir einen aus biegungsfähigen Stäben gebildeten Rahmen $ABCD$

Fig. 73.



(Fig. 73), nehmen die schraffierte Bahn als steif und festgehalten an und betrachten die Wirkung eines auf die linke Trägerfläche wirkenden Winddruckes ω für die laufende Einheit der Höhe. Wir wollen außerdem, um auch noch die Wirkung einer in D angreifenden Einzellast beurteilen zu können, annehmen, daß in D in Richtung des Winddruckes die Kraft P angreife. Ferner führen wir dicht neben D einen Schnitt durch die Konstruktion und denken uns die Wirkung der inneren Kräfte auf den Teil links durch das Moment M_0 , die Schubkraft V und die Axialkraft H ersetzt; auf den Teil rechts des Schnittes wirken dann die entgegengesetzten Kräfte. Stellt man den Ausdruck

für die Gesamt-Formänderungsarbeit $\mathcal{U} = \mathcal{U}_1 + \mathcal{U}' + \mathcal{U}_2$ aller drei Stäbe $I I' II$ als Funktion der äußeren Windkräfte und der unbekannten Kräfte H, V, M_0 auf, so muß diese in Bezug auf H, V, M_0 ein Minimum werden. Es ist

$$\begin{aligned} \mathfrak{A}_1 &= \int_0^h \left(Hx - \frac{\omega x^2}{2} + M_0 - Px \right)^2 \frac{dx}{2 EJ_1}; \\ \mathfrak{A}_2 &= \int_0^b (M_0 - Vz)^2 \frac{dz}{2 EJ_2}; \\ \mathfrak{A}'_1 &= \int_0^h (M_0 - Vb + Hu)^2 \frac{du}{2 EJ_1}. \end{aligned}$$

Die Ausrechnung der Werte $\frac{d\mathfrak{A}_1}{dM_0} + \frac{d\mathfrak{A}_2}{dM_0} + \frac{d\mathfrak{A}'_1}{dM_0} = 0$ ergibt

$$\left. \begin{aligned} \frac{M_0 h}{EJ_1} + \frac{Hh^2}{2EJ_1} - \frac{\omega h^3}{6EJ_1} - \frac{Ph^2}{2EJ_1} + \frac{M_0 b}{EJ_2} - \frac{Vb^2}{2EJ_2} \\ + \frac{M_0 h}{EJ_1} - \frac{Vbh}{EJ_1} + \frac{Hh^2}{2EJ_1} = 0 \end{aligned} \right\} \dots \alpha.$$

Ebenso liefert die Bedingung $\frac{d\Sigma\mathfrak{A}}{dH} = 0$ die Gleichung

$$\frac{M_0 h^2}{2EJ_1} + \frac{Hh^3}{3EJ_1} - \frac{\omega h^4}{8EJ_1} - \frac{Ph^3}{3EJ_1} + \frac{M_0 h^2}{2EJ_1} - \frac{Vbh^2}{2EJ_1} + \frac{Hh^3}{3EJ_1} = 0 \dots \beta.$$

endlich die Bedingung $\frac{d\Sigma\mathfrak{A}}{dV} = 0$

$$\frac{M_0 b^2}{2EJ_2} - \frac{Vb^3}{3EJ_2} + \frac{M_0 bh}{EJ_1} - \frac{Vb^2 h}{EJ_1} + \frac{Hbh^2}{2EJ_1} = 0 \dots \gamma.$$

Die Auflösung dieser Gleichungen giebt nach längerer umständlicher Rechnung:³⁵⁾

$$\left. \begin{aligned} M_0 &= \frac{(23\mu + 6)\omega h^2 + 36(2\mu + 1)Ph}{24(2\mu + 1)(\mu + 6)} \\ V &= \frac{\omega h^2 + 3Ph}{b(\mu + 6)} \\ H &= \frac{P}{2} + \frac{\omega h}{8} \cdot \frac{3\mu + 2}{2\mu + 1}, \\ \mu &= \frac{b}{h} \cdot \frac{J_1}{J_2}. \end{aligned} \right\} \dots \delta.$$

wenn

Bezeichnet man das grösste Moment, welches im Stabe *I II I'* auftreten kann, mit M_1, M_2, M'_1 , so rechnet sich leicht für verschiedene Werte von $\frac{J_2}{J_1}$:

$\frac{J_2}{J_1} =$	Belastung von ω					Belastung von P						
	0	$\frac{1}{2}$	1	2	∞	0	$\frac{1}{2}$	1	2	∞		
$M_0 =$	0	0,0568	0,0571	0,0531	0,0417	ωh^2	0	0,2045	0,2250	0,2368	0,2500	$\cdot Ph$
$H =$	0,1875	0,2045	0,2143	0,2250	0,2500	ωh	0,5000	0,5000	0,5000	0,5000	0,5000	$\cdot P$
$V =$	0	0,2045	0,2250	0,2368	0,2500	ωh	0	0,6135	0,6750	0,7104	0,7500	$\cdot P$
$M_1 =$	0,3125	0,2387	0,2286	0,2219	0,2081	ωh^2	0,5000	0,2955	0,2750	0,2632	0,2500	$\cdot Ph$
$M_2 =$	0	0,0795	0,0929	0,1048	0,1250	ωh^2	0	0,2045	0,2250	0,2368	0,2500	$\cdot Ph$
$M_1' =$	0,1875	0,1250	0,1214	0,1202	0,1250	ωh^2	0,5000	0,2955	0,2750	0,2632	0,2500	$\cdot Ph$

Wären die Punkte *A* und *D* unnachgiebig, d. h. wäre der Stab *I* bei *A* und *D* fest eingespannt, so würde $M_1^* = 0,0833 \omega h^2, M_2^* = 0, M_1'' = 0$. Wäre hingegen gar keine Querverbindung vorhanden, so betrüge das grösste Moment $M_1''' = 0,5000 \omega h^2$.

Der Fall $\frac{J_2}{J_1} = 0$ entspricht dem Falle, wo an Stelle des Querbalkens *II* eine steife Querstange tritt (vergl. S. 198, 199 und S. 369).

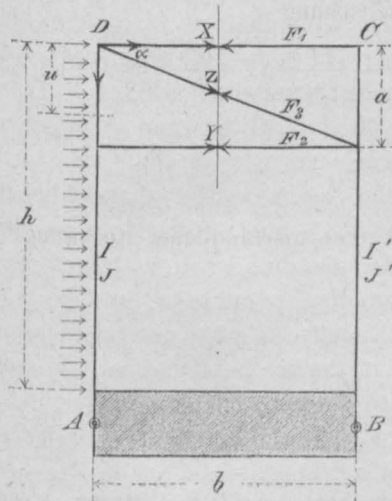
Der Vergleich dieser Werte lehrt uns, welchen Einfluss die Anwendung eines Querriegels auf die Zusatzspannungen hat: sie lassen sich hierdurch auf $\frac{0,3125}{0,5000} = \frac{3}{5}$

³⁵⁾ Vergl. die auf anderem Wege gefundenen Werte in Dr. Foepl. Über die Windverstreungen einfacher eiserner Balkenbrücken. Civil-Ingenieur 1889, Heft 1, S. 85.

gegenüber den vom Winde in einer offenen Brücke erzeugten Werten herabmindern; die Anwendung sehr steifer Riegel bringt die Zusatzspannungen auf etwa $\frac{0,2081}{0,5000} = \frac{2}{5}$ jener Werte. Der Vorteil, welchen man mithin durch eine steife obere Querverbindung gegenüber dem einfachen Riegel erreicht, ist also kein besonders grosser und man erkaufte ihn zudem mit einem erheblichen Materialaufwande für die Querkonstruktion. Hierzu kommt noch, dass auch die Nachgiebigkeit des hier als steif angenommenen unteren Fahrbahnkörpers von Einfluss wird und die Grösse der Werte M_1 erhöht.

Es ist sofort klar, daß die entwickelten Formeln auch dann gelten, wenn wir es mit einem nachgiebigen Querträger und einer sehr steifen oberen Querverbindung

Fig. 74.



AB zu thun haben; wir brauchen uns zu diesem Ende nur die Figur auf den Kopf gestellt zu denken und die obige Ableitung zu wiederholen.

Ganz nach denselben Prinzipien läßt sich der Fall Fig. 74 behandeln, wenn man die Spannungen XYZ als Unbekannte einführt, AD und CB als elastische biegsame Stäbe auffaßt, die Formänderungsarbeit \mathfrak{A} des ganzen Rahmens als Funktion von XYZ und der angreifenden Kräfte aufstellt, schließlich aus den Bedingungsgleichungen

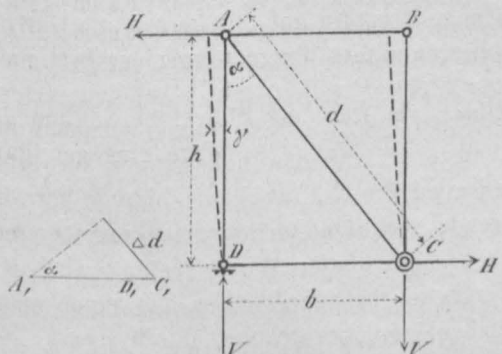
$$\frac{d\mathfrak{H}}{dX} = 0, \quad \frac{d\mathfrak{H}}{dY} = 0, \quad \frac{d\mathfrak{H}}{dZ} = 0$$

die Werte $X Y Z$ rechnet. Die Formeln werden jedoch in allen diesen Fällen so kompliziert, daß man am besten die richtigen Ziffernwerte einführt und mit diesen den Fall nach obigem Prinzip durchrechnet.

§ 23. Genauere Theorie der Winddruckverteilung. Allgemeiner Vorgang.

Jede wie immer geartete wirksame Querverbindung behindert die Verschieblichkeit des Viereckes $A B C D$ (Fig. 75), welches in sich zusammenklappen würde, wäre es in den Punkten $A B C D$ gelenkförmig verbunden und einem angreifenden Dreh-

Fig. 75.



momente ausgesetzt. In einfachster Weise kann die Verschieblichkeit des Viereckes durch eine Diagonale AC gehindert werden. Betrachtet man den Punkt C als festgehalten, D längs CD beweglich und wirkt auf das Viereck $ABCD$ eine Kraft H , so sind die Kräfte VV und H als Widerstände in C und D anzubringen, um das System ins Gleichgewicht zu setzen. Es wird $Vb = Hh$; die Spannung S in der Diagonale AC ist durch $S = \frac{d}{b} H$ gegeben.

Verlängert sich hierbei d um Δd und sieht

man von den Längenänderungen der Stäbe AD und DC ab, so wird die horizontale Verschiebung des Punktes A , wie sich durch Konstruktion des Geschwindigkeitsdia-

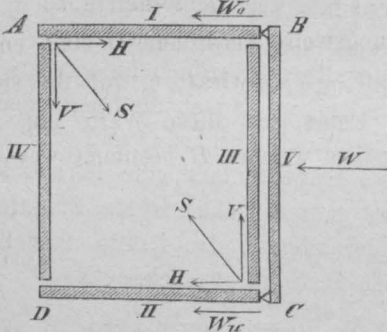
gramms leicht ergibt, $\Delta d \operatorname{cosec} \alpha$ und der Winkel γ , in welchem sich die ursprünglich vertikale Achse verdreht, wird durch $\gamma = \frac{\Delta d \operatorname{cosec} \alpha}{h}$ gegeben. Führt man die Änderung $\Delta d = \frac{S d}{E F}$ ein, so wird nach kurzer Reduktion:

$$\gamma = \frac{H \cdot d^3}{E F \cdot b^3 h} = \frac{H}{E F \sin^2 \alpha \cos \alpha} \dots \dots \dots 9.$$

Jede andere Querverbindung kann hinsichtlich des Verdrehungswinkels durch eine ideelle Diagonale AC vom Querschnitte F' ersetzt werden, welche denselben Verdrehungswinkel und dieselbe Einwirkung auf die Stäbe $ABCD$ erzeugt.

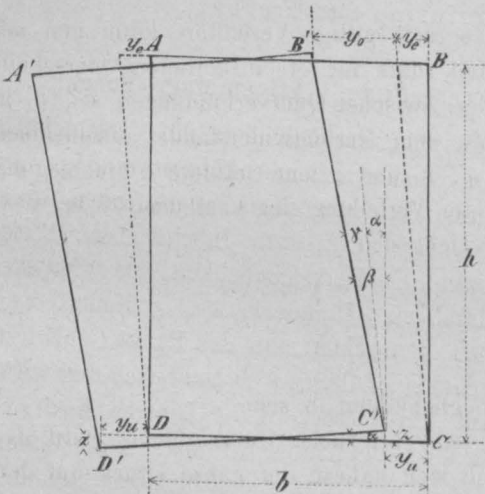
Denken wir uns einen Träger (Fig. 76), dessen Verbindung an den Anschlüssen der Querversteifungs-Diagonale wir lösen wollen, indem wir die Wirkung der Diagonale in A und C durch die Kräfte H und V ersetzen und fünf Balkenträger schaffen: den oberen Windbalken I , den unteren Windbalken II , den rechtsseitigen Hauptträger III , den linksseitigen Hauptträger IV , den Winddruckverteilungsbalken V . Letzterer ist in Wirklichkeit die Gitterwand. Von jedem Balken I bis IV nehmen wir an, daß er Gurte und Fachwerksstäbe besitze. Die thatsächlichen Gurte kommen dabei zweimal, einmal als die der Windbalken, einmal als die der Hauptträger vor. Wir werden daher die Spannungen, welche aus beiden ihnen obliegenden Funktionen erwachsen,

Fig. 76.



wenn wir uns schliesslich den Träger wieder vereinigt denken, einfach zu addieren haben. Nehmen wir ferner an, daß der Träger an den beiden Auflagern in den unteren Punkten festgehalten werde, dann wirken auf den oberen Windträger I in jedem

Fig. 77.



einzelnen Knotenpunkte die Kräfte $W_0 - H$; als Reaktion, welche diesen Kräften das Gleichgewicht hält, tritt der Widerstand an der Endverbindung auf; die horizontale Durchbiegung, welche dieser Träger an einer bestimmten Stelle P erfährt, soll y_0 sein. Auf den unteren Träger wirken in jedem Knotenpunkte die Kräfte $H + W_u$; die Reaktion tritt direkt an den festen unteren Endwiderlagern auf, die horizontale Durchbiegung dieses Trägers an einer bestimmten Stelle P soll y_u sein. Auf den rechtsseitigen Träger wirken aufwärtsbiegend die Kräfte V , auf den linksseitigen abwärtsbiegend die Kräfte V ; die hiervon herrührende vertikale Durchbiegung an einer be-

stimmten Stelle P soll die GröÙe z ausmachen. Bei totaler Windbelastung wird der Querschnitt in P gegen den Endquerschnitt die Lage $A'B'C'D'$ (Fig. 77) einnehmen.

Es ist sodann die Verdrehung des fraglichen Viereckes gegeben durch $\gamma = \beta - \alpha$ und da $\beta = \frac{y_0 + y_u - y_a}{h}$ und $\alpha = \frac{2z}{b}$, so ergibt sich

$$\gamma = \frac{y_0 + y_u - y_a - 2z \frac{h}{b}}{h} \dots \dots \dots 10.$$

Wir haben bisher über die Größen H und W noch keine bestimmte Verfügung getroffen. Es soll sich H auf die algebraische Summe aller Horizontalkomponenten der Diagonalen des ganzen Trägers mit Ausnahme der Endquerschnitte beziehen; dasselbe soll für W_0 bzw. W_u gelten. Ferner wollen wir annehmen, daß P die Trägermitte sei und daß auf die Versteifung in der Trägermitte $\frac{H}{n}$ entfalle, wobei n eine zunächst willkürliche Zahl; weiter sollen sich y_0 , y_u und z auf die Trägermitte beziehen. y_0 ist gegeben durch jene Durchbiegung, welche infolge von W_0 , einer gleichförmig verteilten Belastung, entsteht, also gegeben durch $y_0 = \eta_0 W_0 - \eta'_0 H$, wenn η_0 die spezifische Durchbiegung für eine gleichförmig verteilte Belastung $W_0 = 1$ und η'_0 die spezifische Durchbiegung in der Mitte für eine zunächst unbekannte Verteilungsart der Kraft H ist. Ebenso findet sich $y_u = \eta_u W_u + \eta'_u H$, ferner $z = \xi V = \xi \frac{h}{b} H$, ferner $\gamma = \frac{H}{n} \gamma$; wenn ξ und γ die spezifischen Durchbiegungen beziehungsweise Verdrehungen sind, endlich $y_0 = \frac{\gamma_0 h W_0}{2}$, weil auf das Endviereck die Kraft $\frac{W_0}{2}$ einwirkt; γ_0 soll die spezifische Verdrehung der Endverbindung bezeichnen. Führt man diese Werte ein, so erhält man aus dem Ausdruck für γ eine Gleichung, aus welcher H bestimmt werden kann. Man bekommt

$$H = \frac{\eta_0 W_0 - \eta_u W_u + \frac{\gamma_0 h W_0}{2}}{\eta'_0 + \eta'_u + 2 \frac{h^2}{b^2} \xi + \frac{h \gamma}{n}} \quad \dots \dots \dots 11.$$

Bezeichnet man den wirklichen Winddruck auf den oberen Windträger mit W_1 , jenen auf den unteren mit W_2 , so wird $W_1 = W_0 - H$, $W_2 = W_u + H$ und

$$\frac{W_1}{W_2} = \frac{W_0 (\eta'_0 - \eta_0) + W_0 \eta'_u + W_u \eta_u + 2 \frac{h^2}{b^2} \xi W_0 + \frac{h \gamma}{n} W_0 - \frac{\gamma_0 h W_0}{2}}{W_u (\eta'_u - \eta_u) + W_u \eta'_0 + W_0 \eta_0 + 2 \frac{h^2}{b^2} \xi W_u + \frac{h \gamma}{n} W_u + \frac{\gamma_0 h W_0}{2}}.$$

Dieses bisher noch für jedes Verteilungsgesetz gültige Verhältnis kann nun angenähert bestimmt werden, wenn man annimmt, daß für einen mittleren Querschnitt $\eta'_0 = \eta_0$, $\eta_u = \eta'_u$ und n gleich der Anzahl der Zwischen-Querverbindungen sei, d. h. daß jede Querverbindung denselben Anteil an dem Gesamtwiderstande aufzunehmen habe. Außerdem ist anzunehmen, daß für η_0 , η_u und ξ jene mittlere Durchbiegung eingesetzt werden dürfe, welche bei gleichförmiger Verteilung der Last dem H bzw. V auf den ganzen Träger entspricht. Alsdann ergibt sich

$$\frac{W_1}{W_2} = \frac{\eta_u + \frac{W_0}{W} \left(\frac{h \gamma}{n} + \frac{2 h^2}{b^2} \xi - \frac{h \gamma_0}{2} \right)}{\eta_0 + \frac{W_u}{W} \left(\frac{h \gamma}{n} + \frac{2 h^2}{b^2} \xi + \frac{h \gamma_0}{2} \right)} \quad \dots \dots \dots 12.$$

Diese Formel schließt alle Verteilungsmöglichkeiten in sich.

Für sehr große Werte von γ und γ_0 , sehr schwache Querverbände wird der Zähler gegen den Nenner sehr klein; es verteilt sich nahezu der ganze Druck auf den Untergurt. Für sehr steife Träger ($\xi = 0$), sehr steife End- und Zwischen-Querverbindungen ($\gamma = 0$, $\gamma_0 = 0$) wird $\frac{W_1}{W_2} = \frac{\eta_u}{\eta_0}$, d. h. die Winddrucke verteilen sich wie umgekehrt die Steifigkeit der Wände; dasselbe Gesetz begegnet uns überall, wenn wir Träger verschiedenen Trägheitsmomentes bei gleicher Durchbiegung gemeinsam tragend verwenden. Sind sämtliche Querverbände gleich stark, so wird sich $\frac{h \gamma}{n}$ gegen $\frac{h \gamma_0}{2}$ vernachlässigen lassen und die Formel wird noch einfacher.

Für die Berechnung der mittleren Durchbiegung kann man einfachere, angenäherte oder genauere Regeln anwenden. Bezeichnet

$\left. \begin{matrix} F_m \\ F_e \end{matrix} \right\}$ die Querschnittsfläche eines Gurtcs $\left\{ \begin{matrix} \text{in der Mitte,} \\ \text{am Ende,} \end{matrix} \right.$

f_m die Querschnittsfläche einer Gitterstablage von der Steigung α gegen die Vertikale in der Trägermitte,

f_e ebenso am Trägerende,

$\left. \begin{matrix} f'_m \\ f'_e \end{matrix} \right\}$ die bezüglichen Gitterstabquerschnitte für die zweite Stablage vom Winkel α' gegen die Vertikale,

l die Stützweite,

h die Trägerhöhe,

$a = h (\sin \alpha + \sin \alpha')$ die Maschenweite,

so gilt für den sogenannten „mittleren Querschnitt“ F :

$$\frac{1}{F} = \left(1 - \frac{F_e}{5 F_m}\right) \frac{1}{F_m} + \frac{6 h^3}{a l^2} \left[\left(1 - \frac{f_m}{3 f_e}\right) \frac{\sec^3 \alpha}{f_e} + \left(1 - \frac{f'_m}{3 f'_e}\right) \frac{\sec^3 \alpha'}{f'_e} \right] \dots 13.$$

und

$$\xi = 0,02 \cdot \frac{l^3}{E F h^2} \dots 14.$$

Es stellt ξ die mittlere spezifische Durchbiegung eines gleichmäÙig belasteten Trägers konstanten Widerstandes dar.

Für die Berechnung der Werte η_o und η_u sind die Werte der horizontalen Windträger und für h die Größe b einzusetzen. Bei mehrfachen Systemen treten an Stelle von f_m und f_e die gleichwertigen Querschnitte eines einfachen Systems.

In viel einfacherer und praktisch hinreichend genauer Weise kann man setzen:

$$\eta_o = 0,009 \frac{l^3}{E J_o}, \quad \eta_u = 0,009 \frac{l^3}{E J_u}$$

und

$$\xi = 0,009 \frac{l^3}{E J}, \dots 15.$$

wenn J_o das Trägheitsmoment des oberen, J_u das Trägheitsmoment des unteren Windträgers, J das Trägheitsmoment des Hauptträgers ist und die Trägheitsmomente auf die Trägermitte bezogen werden. Für diese Annahmen wird in Verbindung mit $\gamma_o = 0$, $\xi = 0$, $\gamma = 0$ für sehr steife Träger $\frac{W_1}{W_2} = \frac{J_o}{J_u}$.

Vorgang bei der praktischen Berechnung der Längs- und Querverbände.

Da die Verteilung der Kräfte und die Beanspruchung der einzelnen Teile im vorliegenden Falle fast ausnahmslos von den ausgeführten Abmessungen abhängig sind, so empfiehlt sich im allgemeinen, wie bei statisch unbestimmten Systemen überhaupt, folgender Vorgang:

1. Man nehme zunächst die Anordnung der Querverbindungen und die Abmessungen derselben auf Grund verwandter ausgeführter Konstruktion oder auf Grund von Abschätzung an und schreite zur Berechnung der Inanspruchnahme des Endquerverbandes. Zu diesem Zwecke denke man sich denselben dicht vor den Lagern durchgeschnitten und von den beiden Schnittpunkten AB , die dem Ober- oder Untergurte angehören werden, einen absolut festgehalten, den anderen in Richtung der Geraden AB beweglich. Läßt man nun auf einen der Gurt-Schnittpunkte CD , welche nicht Auflagerpunkte sind, eine Horizontalkraft H einwirken, so sind die in A und B entstehenden Reaktionen und damit alle äußere Kräfte statisch bestimmt. Die Verteilung der inneren Kräfte ist nun von der Konstruktionsweise abhängig; man wird leicht zum Ziele kommen, wenn man die Spannungen gewisser überzähliger Stäbe des Rahmens

als Unbekannte X_1, X_2, X_3 u. s. w. annimmt und die ganze Formänderungsarbeit \mathfrak{A} des Rahmens als Funktion dieser Größen aufstellt. Bei Stäben, die als biegunswiderständig in Betracht kommen, wird man sich gewisse Stäbe als durchgeschnitten denken und an der Schnittstelle eine Axialkraft X und ein unbekanntes Biegemoment M_x annehmen, wie dies z. B. S. 198 geschehen. Schließlich werden aus den Bedingungen $\frac{d\mathfrak{A}}{dX_1} = 0$, $\frac{d\mathfrak{A}}{dX_2} = 0$ u. s. w. die Unbekannten X_1, X_2, \dots ermittelt.

Der Verfasser empfiehlt, hierbei gleich mit den Zifferwerten in die Rechnung einzutreten und wo irgend thunlich die Formeln, weil sie meist äußerst kompliziert werden, zu vermeiden; man erkennt dann auch sofort, welche der Formänderungsgrößen so klein wird, daß sie in Hinblick auf die anderen vernachlässigt werden kann. Bildet man den Ausdruck $\frac{d\mathfrak{A}}{dH}$ und setzt in diesem Ausdrucke den Wert $H = 1$, so erhält man die Verrückung a des Angriffspunktes von H in Richtung der Kraft H ; ist h die Höhe des Rahmens, so ist $\gamma_0 = \frac{a}{h}$ die spezifische Verdrehung des Endrahmens, welche bei Ermittlung der Verteilung des Winddruckes eine Rolle spielt. Welche Axialkräfte X oder Momente M_x zweckmäßig als Unbekannte anzunehmen sind, muß Übung und Studium verwandter Aufgaben lehren.

Fig. 78.

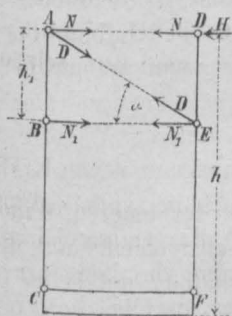


Fig. 79.

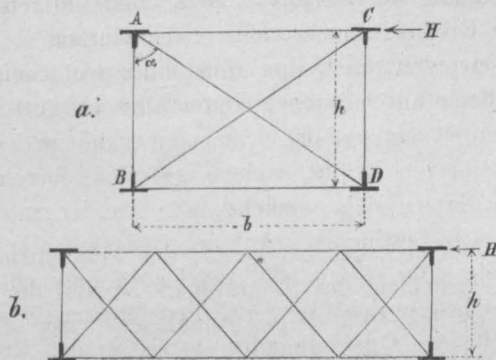
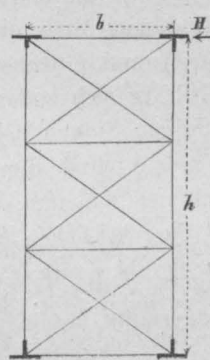


Fig. 80.



Einige Bemerkungen geben Anhaltspunkte. Sind (Fig. 78) AC und DF steife Wände, die mit dem Querträger CF steif verbunden sind, AD , BE und AE Riegel, von denen angenommen wird, daß sie mit den steifen Tragwänden AC und DF mittels Gelenken verbunden sind, so genügt es, die drei Spannungen $X_1 = N$, $X_2 = N_1$, $X_3 = D$ als Unbekannte einzuführen. Nun läßt sich die Formänderungsarbeit der biegunswiderständigen Wände AC und DF als Funktion von X_1, X_2, X_3 berechnen u. s. w. Die Formänderungsarbeit des Querträgers CF wird meist vernachlässigt werden können u. s. w. Die Formeln werden, wenn man sie entwickelt, auch in diesem Falle äußerst kompliziert und unhandlich.

Für das Andreaskreuz Fig. 79a kann in verschiedener Weise vorgegangen werden. Nimmt man an, daß sämtliche Stäbe AB , AC , BD , BC , AD , CD an den Punkten A, B, C, D gelenkig angeschlossen sind, so genügt es, die Spannung eines Stabes AD als Unbekannte einzuführen; man hat ein vollständiges Stabviereck und hat dieselbe Aufgabe zu lösen, wie bei Gegendiagonalen der Fachwerke. Nimmt man hingegen die Gitterwände AB , CD als biegunswiderständig und an den Knotenpunkten steif

verbunden, endlich eine der Horizontalen, z. B. BD , als Querträger steif an und denkt sich nur AC , AD und BC als bei $ACBD$ an den steifen, oben offenen Rahmen $ABDC$ angeschlossen, so müssen die Axialkräfte des Riegels AC und der Diagonalen AD und BC als unbekannte Kräfte X_1 , X_2 , X_3 angenommen werden. In ganz ähnlicher Weise lassen sich die Querverbindungen Fig. 79b und Fig. 80 behandeln. Macht man in beiden Fällen die einfachste Annahme, nämlich daß alle Anschlußpunkte gelenkig seien, so hat man im ersten Falle einen, im zweiten Falle drei Stäbe als überzählig zu betrachten, also ebenso viele Unbekannte X .

2. In ganz ähnlicher Weise lassen sich die Verdrehungswinkel für die Zwischen-Querverbindungen rechnen. Man denke sich jede derselben dicht vor und hinter den Trägerknotenpunkten durchschnitten und auf Grund derselben Annahme wie unter 1. behandelt. Der Unterschied wird nun darin liegen, daß man für die Stäbe, welche die Tragwände und Querverbindungen ersetzen, andere Dimensionen einzustellen haben wird. Wie oben wird man γ bestimmen.

3. Nunmehr wird auf Grund der auf S. 489 gegebenen Formeln das Verteilungsgesetz des Winddruckes bestimmt, damit genau bekannt wird, wieviel auf jede Wind-Tragwand kommt.

4. Für die statische Berechnung der Windträger sind dieselben ebenso wie Vertikalträger zu behandeln, deren Belastung bekannt ist; an Stelle der Widerlager-Reaktionen treten die Widerstände der Punkte der beiderseitigen Endrahmen. Nicht ebene Windwände, wie sie bei Trägern mit polygonalen Gurten, insbesondere bei Halbparabelträgern vorkommen, werden durch ihre Horizontalprojektion ersetzt. Jeder Windträger wird für sich entweder statisch bestimmt oder hinsichtlich der Stabspannungen mit überzähligen Stäben behaftet sein und ist dementsprechend zu behandeln.

5. Sind die äußeren Kräfte, welche auf den oberen und unteren Windträger kommen, bekannt, so lassen sich nunmehr an Stelle der unter 1. angenommenen Kräfte H die wirklichen Kräfte bestimmen. Auf die Endrahmen wirkt z. B. bei vollem Winddruck als Kraft H die halbe Gesamtlast, welche auf den nicht den Auflagern angehörigen Windträger fällt. Es lassen sich die wirklichen Größen X und damit die Beanspruchungen sämtlicher Teile des Querverbandes, sowie in den Vertikalen, welche die Tragwände ersetzen, diejenigen Stabanspannungen rechnen, welche durch den Winddruck erzeugt werden.

6. Jene Teile der ursprünglich angenommenen Querverbindungen, welche unerlaubte Spannungen erfahren, müssen in ihren Abmessungen vergrößert, jene aber, welche geringere als die erlaubten erfahren, können schwächer gehalten werden.

7. Bei großen Abweichungen der auf Grund von 6. ermittelten von den ursprünglich angenommenen Abmessungen ist die Rechnung noch einmal zu wiederholen.

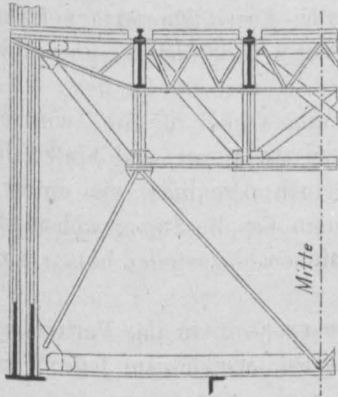
§ 24. Die Konstruktion des Querverbandes und des Längsverbandes.

Querverband. Es ist zunächst daran zu erinnern, daß die Querträger in der Regel wesentliche Teile des Querverbandes sind; unter Umständen bilden dieselben ihn sogar allein. Wenn man nämlich aus Fachwerk gebildeten Querträgern eine ziemlich große Höhe giebt und den Vertikalen der Hauptträger durch eine angemessene Konstruktion Widerstand gegen seitliche Verbiegungen verschafft, so kann ein zur Not ausreichender Querverband durch bloßes Anschließen der Querträger an die Vertikalen hergestellt werden. Da aber bei einer solchen Anordnung erhebliche Nebenspannungen entstehen, so ist dieselbe nicht zu empfehlen. Man hat deshalb, besonders bei Eisen-

bahnbrücken, die Querversteifung in der Regel durch besondere Konstruktionsteile zu vervollständigen; dieselben gestalten sich verschieden, je nachdem es sich um eine hochliegende oder um eine tiefliegende Fahrbahn handelt.

Bei obenliegender Bahn trifft man die nachstehend bezeichneten Konstruktionen:

Fig. 81. Mosel-Brücke bei Eller.



M. 1:100.

1. Das vollständige Andreaskreuz. Dies ist eine der am häufigsten angeordneten Querverbindungen; man vergleiche u. a. T. X, F. 5 und 17.
2. Zwei Andreaskreuze übereinander, s. T. XX, F. 11.
3. Eine rautenförmige oder halbrautenförmige Anordnung der Stäbe; beides ist nicht sonderlich zu empfehlen.
4. Eine andere Anordnung für den Querverband, wobei der aus Fachwerk hergestellte Querträger mitbenutzt ist, zeigt Fig. 81. Dieselbe kann auch bei Bahn oben zur Durchführung gelangen. Eine verwandte Anordnung zeigen Brücken der Berliner Ringbahn.

Bei Fachwerksbrücken mit steifen Vertikalen kommt der Querverband wohl ausschließlich in die Ebene der Vertikalen. Beim Netzwerk hat man namentlich bei amerikanischen Brücken die Querversteifung in die Ebene der gedrückten Stäbe, also schief gegen die Längsachse gelegt. Dieselbe Anordnung zeigt der Überbau des Nidda-Viadukts bei Assenheim, s. T. XIV, F. 5, 6, 7. Bei mehrfachem Gitterwerk findet man zur Anbringung des Querverbandes auch eigene Vertikalen in Anwendung.

Man konstruiert die Horizontalen und Diagonalen aus einfachen oder doppelten (zum Teile zu T- oder $+$ -förmigen Querschnitten vereinigten), selbst aus vierfachen Winkeleisen. Die Diagonalen werden wohl auch aus Flacheisen gebildet, was jedoch, des Schlotterns bei Entlastungen wegen, bei größeren Brücken weniger zweckmäßig erscheint. Bei amerikanischen Brücken findet man die Diagonalen des Andreaskreuzes in der Regel aus Rundeisen hergestellt und mit Schraubenschlössern zum Anspannen versehen.³⁶⁾

Querversteifungen bei tiefliegender Bahn. Hier sind zwei Fälle zu unterscheiden, je nachdem die Höhe der Hauptträger es gestattet oder verbietet, oberhalb des lichten Profils eine Querversteifung anzuordnen. Die in letzterem Falle sich darbietenden Anordnungen, welche indessen hinsichtlich ihrer Wirksamkeit sämtlich zu wünschen übrig lassen, sind folgende:

1. Man giebt den Vertikalen der Hauptträger unten eine größere Breite als oben, sodafs durch Vermittelung der Querträgerenden die obere Gurtung derselben abgestrebt erscheint (Beispiel: Brücke über die Brahe bei Bromberg).
2. Man wendet die bei Blechbrücken oft vorkommenden inneren Eckversteifungen (einfach oder doppelt) an, siehe u. a. T. III, F. 5, 15 und 21, ferner T. XIV, F. 11.
3. Man verstrebt die obere Gurtung von aussen her, s. T. II, F. 16 und T. XVI, F. 3.

³⁶⁾ Über die Wahl zwischen steifen und schlaffen Diagonalen vergl. Winkler. Querkonstruktionen.

Eine Abstützung der Hauptträger an ihrer äußeren Seite läßt sich namentlich auch durch angemessene Behandlung der Endabschlüsse erreichen, auch auf den Mittelpfeilern kommen dergleichen Abstützungen vor, vergl. F. 10, T. X.

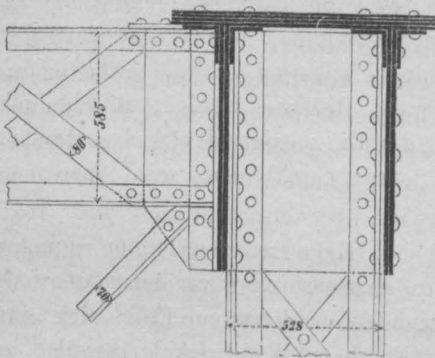
Wenn die Höhe der Hauptträger die Anwendung von Querriegeln oberhalb des lichten Profils zuläßt, so ist die sonstige Anordnung der Versteifung hauptsächlich durch den Abstand zwischen dem Scheitel des lichten Profils und Hauptträger-Oberkante bedingt. Unterhalb der Querriegel werden in der Regel Eckversteifungen angeordnet; ebensolche sind auch in der Nachbarschaft der Fahrbahn recht dienlich.

Man findet:

1. Einfache Querriegel aus Formeisen. Beispiele T. XI, F. 5 und 19.
2. Querriegel aus Blechträgern (T. XI, F. 7) oder niedrige Gitterträger (T. XII, F. 10). Um in der Mitte an Höhe möglichst zu gewinnen, wird man mitunter vorteilhaft zu gebogenen Formen greifen können. Man vergleiche T. XII, F. 17.
3. Eigentliches Fachwerk zwischen Quervierecken. Auch in diesem Falle kann durch entsprechende Krümmung des unteren Querriegels an lichter Höhe für die Mitte gewonnen werden. Hierher gehören als spezieller Fall:
4. Andreaskreuze. Bei geringerer Trägerhöhe kann ein solches, bei größerer können zwei oder mehrere übereinander angeordnet sein und es können in diesem Falle die Querriegel selbst wieder aus Gitterwerk gebildet werden.

Hinsichtlich des Anschlusses ist bei genieteten Trägern zu bemerken, daß zunächst meist Bleche angeordnet werden, welche in die Fluchtebene der Querverbindung

Fig. 82.
Brücke über den Rhein bei Mannheim.



M. 1:25.

fallen. Zur Befestigung dieser Bleche an die Trägerwandungen eignen sich besonders die Vertikalen der Fachwerksbrücken oder eigene Winkelisen, welche an den Stehblechen der Gurte angebracht werden. Man vergleiche Fig. 82 und T. XV, F. 13°.

Weniger einfach gestaltet sich der Anschluß beim Netzwerk; ein Beispiel bringen die Figuren 5 bis 7, T. XIV, ein anderes bietet die von Köpcke entworfene Eisenbahnbrücke über die Elbe bei Riesa.

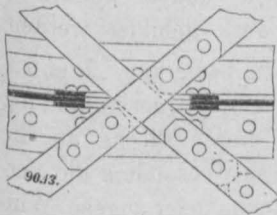
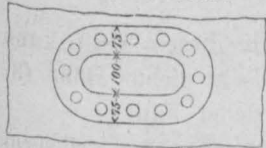
Noch größere Schwierigkeiten bieten die Bolzenverbindungen. Bei Knoten mit gußeisernen Verbindungsstücken findet man bei amerikanischen Brücken ein eigenes, domartiges Stück angebracht, gegen welches sich die Querriegel stemmen, während die diagonal durchlaufenden Rundstangen den Anschluß bewirken und gleichzeitig zur Windverstrebung dienen. Dies tritt besonders charakteristisch bei den Normalzeichnungen der Phoenixville Bridge Works T. XVI, F. 11 und 13 hervor. Man hat aber auch den Zapfen zur Aufnahme der Querverbindung und der Windverstrebung direkt benutzt, indem man ihn in ein prismatisch ausgeschmiedetes Stück enden läßt, an dessen ebenen Seitenflächen die Anschlußbleche u. s. w. durch Nieten oder Schrauben befestigt sind oder man schmiedet das innere Zapfenende wohl so aus, daß der Grundriß des Zapfens einer Stimmgabel gleicht. In den Lappen dieses Stückes sind dann die Löcher für einen Bolzen angebracht, dessen Längsachse der Trägerebene parallel ist. Hierdurch

wird die gelenkige Anordnung des Querverbandes möglich, vergl. T. XVI, F. 8. Eine verwandte Anordnung bringt T. XVII, F. 7, ebendasselbst sind in den Figuren 19^a, 21^a und 22^a einige neuerdings ausgeführte Konstruktionen dargestellt.

Wegen des Anschlusses des Querverbandes bei deutschen Brücken mit Bolzenknoten vergleiche man S. 400 und Tafel XI.

Längsverband (Windverstrebung). Dieser Verband erfolgt in der Regel durch horizontale Konstruktionsteile, an deren Stelle häufig die Querträger und die Querriegel treten, und dazwischen gespannte Diagonalen. Letztere bestehen aus Flacheisen, einfachen oder doppelten Winkleisen, aus T-Eisen, bei amerikanischen Bauten gewöhnlich aus Rundeisen, die durch Schrauben angespannt werden. Bei Trägern mit gekrümmtem oder polygonalem Obergurt hat man nicht selten nur in den mittleren Teilen der Brücke, wo die Höhe hinreicht, einen oberen Längsverband angeordnet, ihn gegen die Enden

Fig. 83. Elbe-Brücke bei Nieder-Wartha.



M. 1: 25.

hin aber weggelassen. — Mit dem Widerlags- oder Pfeilermauerwerk wird der Längsverband gröfserer Brücken nicht verbunden, hingegen ist eine Vernietung an den Kreuzungsstellen mit Quer- und Längsträgern zulässig, doch wird hierdurch die Untersuchung der Beanspruchungsweise erheblich erschwert. Zweckmäfsiger ist es, die Diagonalen an den Kreuzungsstellen einfach aufzuhängen, um das Durchsacken derselben zu vermeiden und die Längsträger zweiter Ordnung selbst nicht weiter in Mitleidenschaft zu ziehen. Unter Umständen können an den Durchkreuzungsstellen Aussparungen in den Querträgerblechen nötig werden. Durch Verstärkung der Ränder der hierbei entstehenden Löcher kann man die ursprüngliche Stärke der Querträger wieder herstellen, siehe Fig. 83.

Die Diagonalen werden bei kleinen Brücken mit konstantem, bei gröfseren mit gegen die Enden zunehmenden Querschnitten so angeordnet, wie dies den aufzunehmenden Spannungen entspricht. Bei Strafsenbrücken mit eiserner Tafel aus Buckelplatten, Wellblech, Kalottenblechen kann ein besonderer Längsverband wohl unter Umständen entfallen (s. u. a. T. XIV, F. 10 u. 11), wird aber mitunter auch hier angeordnet. Die Teilungszahl und der Stellungswinkel der Diagonalen bestimmen sich aus dem Verhältnis der Knotenweite zur Brückenbreite. Bei grossen Breiten hat man mehrteiliges Fachwerk angewendet. Schmale Brücken erhalten wohl ausschliesslich die zweiseitige Anordnung (s. T. X, F. 4 u. a.). Eine direkte Befestigung der Diagonalen an den Hauptträger-Gurten ist selten möglich. Bei gröfseren Querschnitten müssen eigene Hilfs- oder Anschlufsbleche angebracht werden. Beispiele zeigen die Figuren T. XV, F. 12, 13; T. XII, F. 12 u. s. w. Hinsichtlich der Anordnung dieser Bleche gilt das gelegentlich der Besprechung der Knotenbleche Vorgeführte (vergl. § 19). Der Anschluss bei amerikanischen Brücken wurde bereits in § 18 besprochen.

Der Längsverband ist entweder ein einfacher, welcher dann meist dort angebracht wird, wo die Fahrbahn ruht, oder ein doppelter. Ein Beispiel für einen doppelten Verband bietet T. XIV, F. 8.

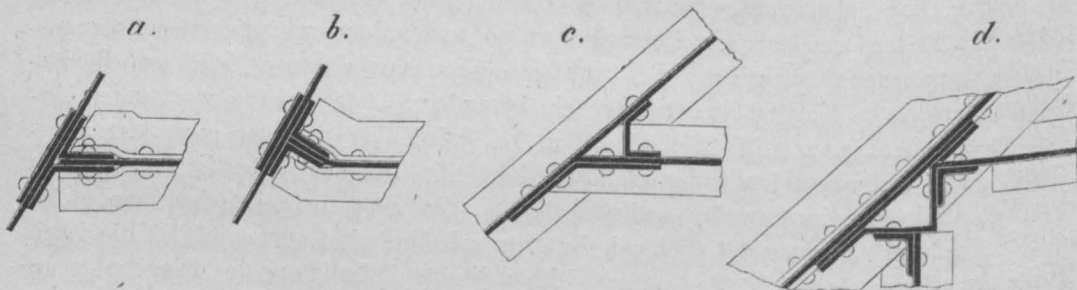
Mitunter trifft man einen vollständigen, die Hauptträger vereinigenden Längsverband und einen unvollständigen, welcher sich lediglich an die Längsträger zweiter Ordnung anschliesst (T. X, F. 18). Als Verband dieser Längsträger kommen auch Querriegel ohne Diagonalen vor.

Bei hohen Trägern ist es jedenfalls zweckmässig, zwei Horizontalverbände, einen oberen und einen unteren, herzustellen, vergl. T. XV, F. 12 u. 13. Bei sehr hohen Trägern sind selbst mehrere Verbände dieser Art zulässig. Bei „Bahn unten“ kann der obere, bei „Bahn oben“ der untere Horizontalverband schwächer gehalten werden, da diese zwar den Winddruck auf die Konstruktion, nicht aber auch den Winddruck auf die Fahrzeuge, sowie die Seitenstöße derselben aufzunehmen haben.³⁷⁾

Endabschlüsse bei schiefen Brücken. Bei schiefen Brücken verursacht die Anordnung des Endabschlusses und Verbandes oft Schwierigkeiten. Bei grossem Schnittwinkel wird der Endabschluß normal, das Widerlager schief angeordnet. Häufig hat man auch den letzten Querträger normal zu den Hauptträgern gestellt und einen Gurt etwas vorstehen lassen. Bei kleinerem Schnittwinkel ist diese Anordnung bedenklich, da der Querträger dem Gurte große Horizontalkräfte überträgt und ihn auf Biegung beansprucht. Die direkte Verbindung mittels eines schiefen Querträgers oder Riegels, durch welchen ein steifes Dreieck geschaffen wird, ist an und für sich zweckmässig, doch macht die Anbringung des Knotenbleches dicht am Lager mitunter Schwierigkeiten. Die hier kurz erwähnten Anordnungen sind in § 22 des VII. Kapitels ausführlicher besprochen und beleuchtet.³⁸⁾

Kurvenbrücken, namentlich „schiefe“ Kurvenbrücken, s. Kap. VII, S. 124, werden hinsichtlich der Endabschlüsse ebenso behandelt, wie schiefe Brücken. Ein beachtenswertes Beispiel bietet die Weichsel-Brücke bei Thorn.³⁹⁾ Die letzten Stäbe des Längsverbandes laufen bei diesem Bauwerke in Knotenblechen zusammen, welche sich oberhalb ein und desselben Mittelpfeilers und für zwei benachbarte Öffnungen abwechselnd links und rechts befinden. Die Enden der Längsträger zweiter Ordnung ruhen und gleiten auf einem Träger, welcher auf dem Pfeiler in der Richtung der Pfeilerachse angebracht ist.

Fig. 84. M. 1:12 $\frac{1}{2}$.



Über die Einzelheiten der Befestigung bei schiefen Anschlüssen ist schliesslich das Folgende zu sagen. Schiefe Winkelleisen (Fig. 84 a) sind zweckmässig, aber in passenden Sorten nur selten erhältlich. Am häufigsten findet man rechtwinklige Winkelleisen nebst Abbiegung der benachbarten Blechwand (Fig. 84 b). Eine dritte Anordnung (Fig. 84 c u. d) ergibt sich durch Anwendung winkelförmig gebogener Bleche, von denen das eine nicht selten zweimal gebrochen wird.

³⁷⁾ Man vergleiche über die Wahl des Systems der Windverstrebung: Winkler. Querkonstruktionen. 2. Aufl. Wien 1884, S. 294.

³⁸⁾ Man vergleiche auch Winkler. Querkonstruktionen, S. 482 (Anordnung bei schiefen Brücken).

³⁹⁾ Strassen- und Eisenbahnbrücke über die Weichsel bei Thorn. Zeitschr. f. Bauw. 1876, S. 35.

C. Lager und Pfeiler.

§ 25. Konstruktion der Lager.

Die Lager haben den Zweck, die Verschiebungen der Träger, welche durch Belastungen und Temperaturänderungen derselben entstehen, ohne Benachteiligung der Träger und Pfeiler zu gestatten, den Druck möglichst gleichmäßig auf die letzteren zu übertragen und jede Unbestimmtheit bezüglich der Richtung und der Lage des Stützendruckes zu beseitigen.

Sollen alle genannten Zwecke an einem Lager erfüllt werden, so ist zunächst eine Unterlagsplatte erforderlich, welche die Bestimmung hat, den Druck auf das Mauerwerk zu übertragen. Auf ihr ruhen Walzen oder Stelzen, welche eine kleine, fortschreitende Bewegung der über ihnen ruhenden Trägereile gestatten; über den Walzen befindet sich eine weitere Platte, welche den von dem Hauptträger ausgeübten Druck aufnimmt. Von den hier angeführten Teilen können je nach Umständen manche fehlen.

Mit Rücksicht auf die entwickelten Gesichtspunkte unterscheiden wir zunächst, s. Tafel XXI:

1. Feste Lager, F. 4^b, 6, 7, 10, 17.
2. Bewegliche Lager:
 - a. Gleitlager, F. 1, 3, 4^a.
 - b. Pendellager.⁴⁰⁾
 - c. Walzenlager (Rollenlager), F. 5, 11, 12, 13, 14, 15, 16, 18.
 - d. Stelzenlager, F. 19.

Die Übertragung des Druckes der Hauptträger erfolgt nicht selten durch eine ebene Fläche auf eine ebene Fläche (Flächenlager, T. XXI, F. 2, 3, 4), besser aber mittels einer ebenen Fläche auf eine Cylinderfläche (Tangentiallager, F. 1 u. 8) oder mittels einer Cylinderfläche auf eine Cylinderfläche, von denen die eine konkav, die andere konvex ist (Kipplager, F. 17). Wir finden wohl auch einen Kreiscylinder als Druckvermittler, die eine Lagerfläche gehört dem Träger, die andere der Unterlage an (Zapfenkipplager, F. 10, 18, 19). Dieser Zapfen kann zugleich der Gelenkbolzen der Endverbindung sein (F. 12 u. 13).

Als eine besondere Art sind die Kugellager zu nennen, welche namentlich bei Pendelsäulen vorkommen, vergl. Kap. XV, § 6.

Bei kontinuierlichen Trägern ist die Regulierung der Höhenlage der Stützen von hervorragender Bedeutung; sie kann geschehen durch Justierschrauben, wie dies z. B. an der Isar-Brücke bei Plattling geschah oder mittels Keilen. Die Keile können direkt unter den Auflagerplatten oder wohl auch am Zapfen eines Kipplagers angebracht sein.

Bei Einzelträgern wird in der Regel ein Lager festgehalten und das andere beweglich gestaltet. Bei kontinuierlichen Trägern legt man das feste Lager oft nach der Trägermitte, um die Ausdehnungen an den Enden so klein als möglich zu machen. Wenn die Brücke im Gefälle liegt, ordnet man meist das feste Lager am unteren Ende an, da der auftretende Schub vom Widerlager leichter als von einem Zwischenpfeiler aufgenommen werden kann; man vergl. § 9 dieses Kapitels, S. 422. Um jenen Schub

⁴⁰⁾ Siehe Tafel XXI der ersten Abteilung, F. 21 u. 22.

ohne zu starke Beanspruchung des Lagers auf die Widerlager zu übertragen, hat man bei kleinen Brücken zwischen Träger und Widerlager wohl eine Holzschwelle gelegt, s. T. XXI, F. 11°. Bei hohen eisernen Pfeilern hat man als Unterstützung bisweilen die Lager fest gemacht und auf die elastische Ausbiegung der Pfeiler gerechnet. Ein Beispiel dieser Art bietet der Kentucky-Viadukt der Cincinnati-Südbahn, T. XVIII, F. 10 u. 19. Es kommt auch vor, daß man den Überbau fest mit den eisernen Pfeilern verbindet, dagegen den Fußpunkten der Pfeiler soweit erforderlich Bewegung gestattet; ein Beispiel giebt die Forth-Brücke.⁴¹⁾

Zuweilen hat man alle Lager beweglich konstruiert. In diesem Falle müssen Maßregeln getroffen werden, um ein Herabrollen der Träger zu verhüten, da infolge von Zufälligkeiten selbst bei gleicher Konstruktion nicht immer beide Lager in gleicher Weise wirken.

Bei den Gleitlagern ruht das Trägerende auf einer gut abgehobelten, gefetteten Platte; beim Pendellager, welches indessen nur bei der amerikanischen Anordnung der Knotenverbindungen am Platze ist, ruht der Träger auf einer Cylinderfläche, die sich auf einer Platte abwälzt. Die Walzenlager gestatten die Bewegung mittels mehrerer Kreiscylinder, welche unter der Platte ruhen, die Stelzenlager zeigen an Stelle der vollen

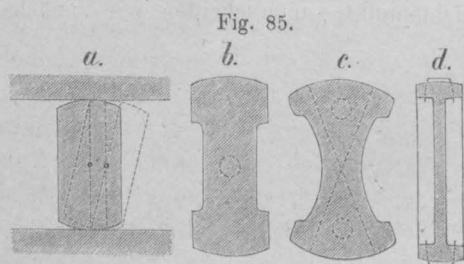


Fig. 85.

Cylinder nur Teile derselben, da ja vollständige Umdrehungen der kleinen Bewegungen halber nicht vorkommen. Die Stelzen ermöglichen eine nicht unbedeutende Raumersparnis. Die Breite derselben muß jedoch so groß sein, daß sie bei der größtmöglichen Abwälzung infolge Längenänderung des Trägers nicht zum Umsturz kommen können, s. Fig. 85 a. Unter

den zur Anwendung gekommenen Formen sind wohl die in Fig. 85 b und c dargestellten die am meisten verbreiteten.

Kann sich der Träger nicht frei ausdehnen, sind also beide Lager fest, so entstehen im Untergurte beträchtliche Spannungen, und an den Lagern werden Horizontalkräfte erzeugt, welche so bedeutend sind, daß sie die Steine aus dem Verbande zu reißen oder selbst die Mauern zum Kanten zu bringen imstande sind. Bei einem Parallelträger von 100 m Spannweite z. B. beträgt nach Winkler der auf das Lager wirkende Schub bei einer Temperaturdifferenz von 30° gegen die Montierungstemperatur etwa 850 t, die hierdurch erzeugte Spannung am Trägerende 2,06, in der Mitte 0,62 t f. d. qem. Die Enden der Träger erleiden mithin eine Spannung, welche weit über die zulässige Grenze geht.

Bei Gleitlagern muß die gleitende, bei Walzen- und Stelzenlagern die sogenannte rollende Reibung überwunden werden; über die betreffenden Zahlenwerte vergleiche man Kap. VII, S. 30, Reibungswiderstände am Auflager.

Gleitlager sind nur bei kleinen Spannweiten zur Anwendung zu bringen; sie werden bei Spannweiten bis etwa 30 m noch gute Dienste thun und kommen billiger zu stehen als Rollenlager. Unter den in F. 1 bis 4, T. XXI dargestellten Anordnungen ist namentlich die in F. 1 vorgeführte beachtenswert, vergl. S. 417.

Ist die Gefahr eines Abhebens von der Stütze vorhanden, so wird das Niederhalten wohl durch einen eisernen Anker bewirkt, vergl. T. XXI, F. 9. Dieser Fall

⁴¹⁾ Näheres siehe Barkhausen. Die Forth-Brücke. Berlin 1889.

kann bei kontinuierlichen, sowie bei Trägern mit freischwebenden Stützpunkten eintreten (T. XIX, F. 6 u. 7), kann aber auch dann in Betracht kommen, wenn es sich um die Möglichkeit des Umkippens einer ganzen Konstruktion handelt. Die Gefahr des Umstürzens kann bei Brücken mit oberliegender und mit Bohlen bedeckter, stark ausladender Fahrbahn und bei einer bestimmten schief von unten kommenden Windrichtung sehr groß werden. Lagerversicherungen gegen Umkippen sind in neuerer Zeit namentlich bei indischen Brücken, welche in Sturmregionen liegen, angewendet worden.

Da die Reibung zwischen der metallenen Unterlagsplatte und dem Steine jedenfalls größer ist als die Reibung am beweglichen Lager, so erscheinen besondere Anordnungen zum Festhalten der Unterlagsplatte wohl kaum nötig und man begnügt sich an Stelle von Steinschrauben, die man früher stets zur Verwendung brachte, oft mit angegossenen Rippen und Nasen oder bei schmiedeisernen Platten mit angenieteten Winkeleisen. Als Ersatz der Rippen hat man an den Langseiten auch eingekittete Dorne verwendet. Sie greifen in eigens ausgesparte Löcher oder nur in halbkreisförmige Ausschnitte, zur Hälfte in die Platte, zur Hälfte in das Mauerwerk ein. Die Dicke d dieser Dorne macht man gleich 0,4 bis 0,6 der Plattendicke. Die im Steine steckende Dornlänge kann mit dem fünffachen Durchmesser des Dornes angenommen werden. Da Steinkanten leicht abbrechen, pflegt man das äußere Ende der Auflagerplatte um 0,1 l bis 0,2 l zurückzusetzen, wenn l die Länge der Auflagerplatte bezeichnet.

Es ist schwer, die Auflagersteine so abzuarbeiten, daß die Platten ganz genau aufsitzen. Um eine gleichmäßigere Verteilung des Druckes zu erzielen, ist es daher zweckmäßig, die Unebenheiten mittels Cement auszugießen. Auch Bleiplatten, Kautschukplatten oder Tafeln von Asphaltfilz sind als Unterlage verwendet worden. Zwischen die obere Lagerplatte und den mit versenkten Nieten versehenen Gurt hat man zur gleichmäßigen Druckverteilung zuweilen ebenfalls eine Bleiplate gelegt. Es ist zweckmäßig, die Lagerplatten alsdann zu riefeln; man erzielt hierdurch eine gleichmäßigere Verteilung des Druckes, vergl. F. 17, T. XXI und Fig. 86, S. 500.

Bei Walzen- und Stelzenlagern ist ein konstanter Abstand der einzelnen Cylinderachsen zu erhalten. Dies geschieht, indem man jede Walze mit Zapfen versehen, die man in Rahmen steckt, welche untereinander durch Stehbolzen, Flacheisen oder dadurch verbunden werden, daß man durch den verlängerten Zapfen Splinte steckt (F. 15) oder indem man Schraubenmuttern anbringt (F. 14). Man hat die Zapfenlöcher in den Rahmen wohl auch durch unten offene Schlitzte ersetzt, welche ein Abheben des Rahmens gestatten. Bei Stelzen sind zwei solcher Rahmen (F. 19) anzuordnen, wodurch der Parallelismus der Stelzen erhalten bleibt.⁴²⁾ An ihrer Stelle hat man früher mitunter jede Stelze an dem oberen und unteren Ende der beiden Stirnflächen mit einem Zapfen versehen, welche in eine entsprechende Lücke der Überlagsplatte eingreift, vergl. Fig. 85 d , S. 498.

Temperaturänderungen, seitliche Stöße u. s. w. können seitliche Verschiebungen der beiden Lager eines Pfeilers veranlassen. Bei sehr großen Brückenbreiten, wo der Temperatureinfluss ein bedeutender wird, hat man auch wohl nur ein Lager vollständig gegen Querverschiebung gesichert, diese jedoch am anderen Lager durch Gleitflächen, Rollen mit parallel der Brückenachse liegenden Achsen u. s. w. geradezu möglich gemacht. In der Regel jedoch sollen solche Verschiebungen vermieden werden; bei den

⁴²⁾ Vergl. Fuchs. Die eisernen Balkenbrücken der Eisenbahnen im Betriebe u. s. w. Organ für die Fortschr. d. Eisenbahnw. 1888, S. 198.

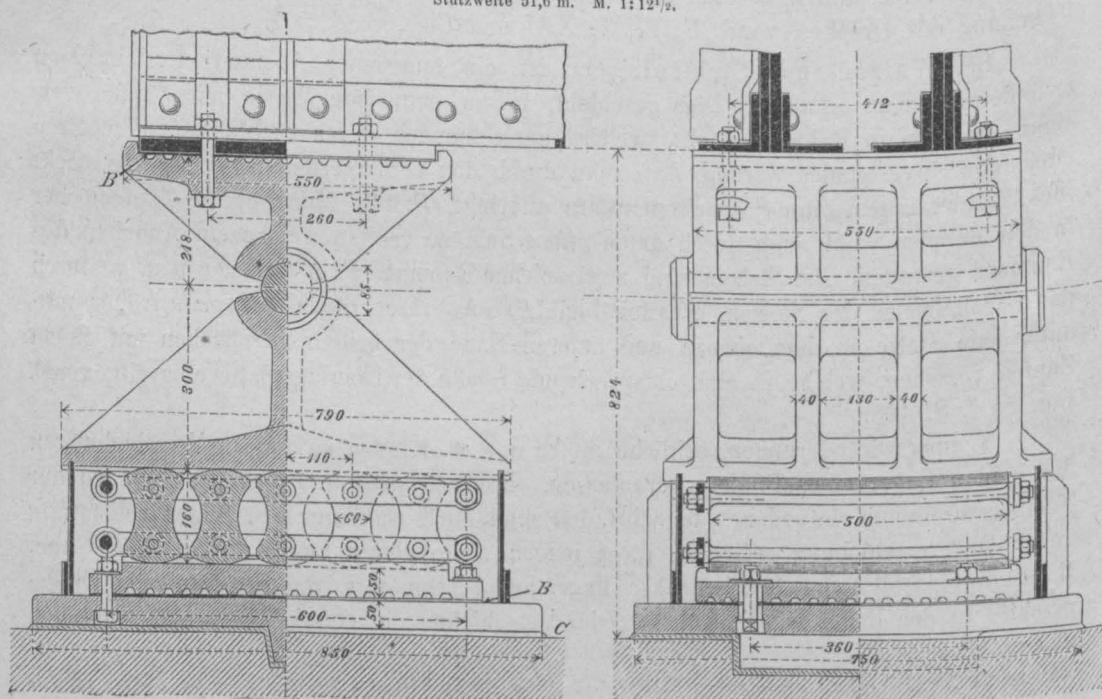
eigentlichen Unterlagsplatten wird dies durch Schrauben (F. 10) oder durch die erwähnten Dorne, durch angegossene Rippen u. s. w. erzielt. Die Walzen sichert man durch Endwulste, welche über die Unterlagsplatte hinabragen, durch Einkerbungen in den Walzen, in welche entsprechende Rippen der Auf- und Überlagsplatte greifen (F. 15). Letztere Konstruktion ist jedoch wenig empfehlenswert. Am Stelzenlager F. 19 erfolgt die Sicherung gegen Querverschiebung durch Flanschen an den Enden der Unterlagsplatte und des darüber befindlichen Körpers. Um bei Kipplagern eine seitliche Verschiebung des Zapfens zu vermeiden, finden sich meist Wulste an den Zapfenenden oder es greift der eine Teil mit einer Vertiefung in eine entsprechende Erhöhung, auch versieht man beide Teile mit einer Vertiefung, in welche man einen Ring einlegt u. s. w. Bei Tangentiallagern hat man in der Mitte Dorne angebracht (F. 5 u. 8), welche die Lagerkörper durchsetzen und nur eine kleine Drehung, aber keine Querverschiebung zulassen.

Die Querverschiebung des Trägers gegen die Lager wird durch Rippen an jenen Teilen vermieden, auf welchem der Träger ruht (F. 2, 3, 4, 14, 15) oder durch direkte Befestigung mittels Schrauben (F. 17, 18).

Die Fläche, mit welcher die Gurte aufruben, wird entweder durch Anwendung versenkter Nietköpfe eben gemacht, oder es sind Vertiefungen vorhanden, welche die Nietköpfe aufnehmen.

Als Material für die einzelnen Teile kommt für die Unterlagsplatten meist Gußeisen in Anwendung, seltener findet man bei kleinen Unterlagen Schmiedeeisen. Die Lagerkörper werden ebenfalls meist aus Gußeisen, in neuerer Zeit auch vielfach aus Gussstahl hergestellt. Die Walzen bestehen aus Schmiedeeisen, aus Gußeisen (vorteilhaft Schalengufs) oder aus Gussstahl. Man macht sie entweder voll oder gießt sie hohl.

Fig. 86. Eisenbahnbrücke über den Dickebach. Bahn Neustettin-Rügenwalde.
Stützweite 51,6 m. M. 1:12 $\frac{1}{2}$.



B Bleiplatten. C Cement.

Insoweit es sich um gegossene Lagerteile handelt, ist auf Einschränkung der Anzahl der betreffenden Modelle hinzuwirken; größere Eisenbahnverwaltungen bringen deshalb bei den häufig vorkommenden kleineren Brücken ein und dasselbe Lager zur Anwendung, solange die Spannweiten nicht zu sehr voneinander abweichen.

Bewegliche Lager wirken in beabsichtigter Weise nur dann, wenn sie nicht durch Staub, Schmutz, Schnee u. s. w. verlegt werden. Es ist deshalb zu empfehlen, sie mit Schutzmänteln zu versehen. Ein Beispiel zeigt die Brücke über den Tamar (F. 14). Ein anderes bringt Fig. 86. Der Schutzmantel, welcher auch in den Ansichten durchschnitten gezeichnet wurde, ist in diesem Falle ein vollständiger. Er ist aus 8 mm starken Blechstreifen gebildet, welche durch vertikale Winkleisen (52. 52. 8 mm) miteinander verbunden sind. Die untere Kante der beiden Querbleche ist mit 50. 8 mm starken Flacheisen gesäumt. Noch besser ist es, die Schutzmäntel zum Abnehmen einzurichten (Beispiel: die Rhein-Brücke bei Cöln) und es ist überhaupt zu empfehlen, bei der Konstruktion der Lager auf Erleichterung der Revision und Reinigung derselben thunlichst Bedacht zu nehmen. Dieser Erwägung verdanken u. a. die bei neueren Brücken vorkommenden Zeiger ihre Entstehung, welche den jeweiligen Stand der Stelzen erkennen lassen.

Wir geben noch ein Verzeichnis der auf den Tafeln X bis XX vorkommenden Lagerkonstruktionen. Trotz des kleinen Maßstabes der betreffenden Zeichnungen kann man aus denselben die Hauptabmessungen der Lager entnehmen und mit den Stützweiten der zugehörigen Träger vergleichen. Man findet:

- T. X, F. 10 ein Walzenlager für Hauptträger von rund 35 m Stützweite.
- T. X, F. 16 ein Zapfenkipplager mit Walzen für Träger von 40 m Stützweite.
- T. XI, F. 3 ein festes Lager für Träger von rund 68 m Stützweite (Straßenbrücke).
- T. XI, F. 16 ein ebensolches Lager und einen Lagerstuhl für Längsträger zweiter Ordnung.
- T. XIV, F. 3 u. 4 Zapfenkipplager (fest und mit Stelzen) für Hauptträger von 32,5 m Stützweite.
- T. XIV, F. 13 Kiplager für Hauptträger von (rund) 29 m Stützweite (Straßenbrücke).
- T. XVI, F. 6 u. 14, T. XVII, F. 12 u. 16 Walzenlager für amerikanische Brücken.
- T. XIX, F. 6 u. 7 ein ebenes Gleitlager mit Verankerung für eine Kragträgerbrücke.
- T. XX, F. 10, 11 u. 13 Walzenlager mit Justierungskeilen für eine Brücke mit kontinuierlichen Trägern.

Ferner in der fünften Abteilung dieses Werkes:

- T. I u. T. II (an verschiedenen Stellen) Kugellager auf und unter Pendelsäulen.
- T. II, F. 15 u. 16 Zapfenlager am oberen Ende von Pendelpfeilern.
- T. III, F. 21 u. 22 ein festes Lager mit Justierungskeilen für kontinuierliche Träger.

§ 26. Lager der Kragträger. (Schwebende Stützpunkte.)

Eine besondere Besprechung erfordern die Lager der Kragträger. Bei Blechbrücken⁴³⁾ hat man die Stehbleche an den Trennungsvertikalen durch vertikale Winkleisen gesäumt, welche auf Futterblechen sitzen, und hat den schwebenden Teil mit einem zwischen den Winkleisen liegenden kleinen, unten abgerundeten Metallstücke versehen, welches mit der unteren Fläche auf einem ebenen, mit den Winkleisen des festen Trägeteiles vernieteten Lagerstücke aufsitzt.

Bei der Haßfurter Marien-Brücke durchschneiden sich die Gurte an den als Gelenk betrachteten Punkten und sind daselbst fest miteinander vernietet. Man hielt es nicht für notwendig, an diesen Stellen ein wirkliches Gelenk anzubringen, da die Biegung jener Stelle infolge der geringen Höhe eine bedeutende ist und da nach Ansicht des Konstrukteurs infolge dessen der Anschluß einem gelenkförmigen ähnlich sich verhalten

⁴³⁾ Reymann. Brücke nach Gerbers System (Brücke über die Luhe). Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1875. Vergl. Fig. 9, S. 396.

werde, was auch bei den vernieteten Knotenpunkten annähernd eintritt. Bei den Parallelträgern der Donau-Brücke bei Vilshofen (F. 1 bis 6, T. XVIII) findet man eine verwandte Anordnung. Hier sind beide Gurte getrennt und die Trägerenden oben gegen seitliche Verschiebung gesichert, unten hingegen sind die Vertikalen je zweier zusammenstossenden Träger durch eine der hier auftretenden Transversalkraft entsprechende Anzahl von Nieten miteinander verbunden. Statt eine Vernietung anzubringen, wäre es wohl auch zweckentsprechend, die beiden Gurtstücke ineinander greifen zu lassen und ein wirkliches Gelenk herzustellen.

Eine den amerikanischen Konstruktionsregeln angepasste Durchführung des Gelenkes zeigt der Kentucky-Viadukt der Cincinnati-Südbahn, F. 10 bis 20, T. XVIII. Dieses durch seine grossartigen Abmessungen hervorragende Bauwerk ist bei *C* (F. 10) mit einem eigentlichen Gelenke versehen, dessen Durchführung die Figuren klar darlegen. Bei *D* sind die Gurte nur ineinander gesteckt. Eine Eigentümlichkeit der ganzen Anlage liegt, wie bereits erwähnt, in der festen Verbindung der Mittelpfeiler mit den Trägern, s. F. 18 u. 19. Eine Ausdehnung des Mittelfeldes ist daher stets mit einer seitlichen Ausbiegung der Pfeiler verknüpft, wodurch im Untergurte Nebenspannungen erzeugt werden.

Eine weitere Methode, freischwebende Stützpunkte zu konstruieren, besteht darin, dass man an den Enden der überragenden Konsolen feste Flächen schafft, auf denen gewöhnliche Lager ruhen. Ein solche Anordnung zeigt z. B. F. 7 bis 9, T. XVIII. An den Enden der Konsolen sind die Gürtungseisen, Diagonalen u. s. w. an 23 mm starke Bleche angeschlossen, welche den Druck der schwebenden Träger aufzunehmen haben. Die obere Kante wird durch je ein Winkeleisen gesäumt. An diese ist eine Platte genietet, welche dazu dient, den Schuh bzw. die Unterlagsplatte der Lager aufzunehmen, von denen eines fest, das andere auf Stelzen beweglich ist. Beim festen Lager ruht der Schuh direkt auf dem 20 mm starken Blech, beim beweglichen ist zunächst eine 70 mm starke Platte aus Gussstahl angebracht, welche mit Schraubenbolzen von 26 mm Dicke mit der Unterlage verbunden ist. Die fünf Pendel sind in einem Doppelrahmen gefasst, haben 550 mm Breite, 140 mm Höhe und 90 mm Stärke. Die Bewegung, welche dieselben gestatten, beträgt äusserstenfalls 74 mm.

Eigentümlich und mit grosser Sorgfalt sind die Gelenklager konstruiert, welche die inneren Kragarme der Forth-Brücke mit dem von ihnen getragenen Mittelstück verbinden. Die betreffenden Konstruktionsteile zerfallen in zwei Gruppen. Die wesentlichsten Teile der ersten Gruppe sind je zwei oben und unten mit Schale bzw. mit Kugelkappe versehene, in die Hauptträgerwände eingeschaltete Pendelsäulen, deren Länge der Endhöhe der Träger nahezu gleichkommt. Diese Säulen übertragen die Last von den oberen Enden des Mittelstücks auf die unteren Enden der benachbarten Kragarme und lassen Längsverschiebungen und seitliche Verschiebungen der Träger frei. Über die Konstruktionsteile der zweiten Gruppe sei hier nur bemerkt, dass dieselben die Endquerträger-Mitten der Kragarme mit den Endquerträger-Mitten des Mittelstücks derart in Verbindung bringen, dass die Längsverschiebungen geregelt und Seitenverschiebungen unmöglich gemacht werden. Wegen der betreffenden und anderer Einzelheiten ist auf die unten bezeichnete Monographie zu verweisen.⁴⁴⁾

Bei der Brücke unterhalb des Niagara-Falls ist namentlich das bereits erwähnte Gleitlager mit Verankerung (T. XIX, F. 6 u. 7) beachtenswert.

⁴⁴⁾ Barkhausen. Die Forth-Brücke. Berlin 1889. S. 5.

§ 27. Berechnung der Lager.

Bei sämtlichen Lagern ist zunächst die GröÙe der Unterlagsplatte zu bestimmen. Man hat den größten Druck P , welchen ein Lager unter den ungünstigsten Umständen aufnimmt, zu ermitteln und zu berücksichtigen, daß die Übertragung des Druckes von der Unterlagsplatte auf den Stein durch Cement oder durch Blei vermittelt wird. Es sind also die bei diesen Materialien zulässigen spezifischen Drücke maßgebend. Wenn nun die Konstruktion des Lagers derart ist, daß eine gleichmäßige Verteilung des Druckes stattfindet, wie bei angemessener Höhenentwicklung desselben der Fall, so kann man als den für einen Quadratcentimeter Basisfläche zulässigen Druck unbedenklich 15 bis 20 kg annehmen und hieraus, sowie aus dem Druck P die GröÙe dieser Fläche ermitteln. Sobald obige Voraussetzung nicht zutrifft, ist ein etwas geringerer spezifischer Druck einzuführen. Beispielsweise sei erwähnt, daß die fraglichen Pressungen betragen: bei der Warthe-Brücke bei Posen 15 kg, bei der Oder-Brücke der Breslau-Schweidnitz-Freiburger Eisenbahn 18 kg, bei der Elbe-Brücke bei Dömitz 20,4 kg. Bei weitgespannten Brücken kommen noch größere Pressungen (30 kg und darüber) vor.

Feste ebene Lager (Flächenlager). Die Dicke δ der Lagerplatte unter dem Gurt mache man nie geringer als 25 mm; nach Winkler kann man auch setzen $\delta \text{ mm} = 40 + 0,9 L$, wenn L die Spannweite in Metern.

Die Breite der Auflagerfläche hängt von der Gurtform ab; man kann, wenn b_1 die Gurtbreite, etwa setzen: Für einfache T-Gurte $b = 1,5 b_1$, für doppelte T-Gurte $b = 1,25 b_1$, für I-förmige Gurte $b = 1,75 b_1$.

Die angegossenen Rippen erhalten eine Höhe von $0,3 \delta$ bis $0,4 \delta$, wenn δ die Dicke der Platte ist. Querrippen werden mit $0,6 \delta$ bis $0,8 \delta$ Stärke projektiert.

Liegt zwischen Lager und Träger noch eine schmiedeiserne Zwischenplatte, so giebt man dieser eine Dicke von $0,33 \delta$. — Um den durch die Konstruktion der beweglichen Lager bedingten Höhenunterschied zwischen Trägerunterkante und Steinfläche auszugleichen, kommen für die festen Lager hohe Lagerstühle vor, vergl. T. XI, F. 3 und 16.

Bewegliche Lager und feste Kipplager. Ist L die Entfernung des festen vom beweglichen Lager (bei einfachen Trägern die Stützweite), so kann die Längenänderung Δ_1 gegen eine mittlere Temperatur bei Temperaturänderungen mit $\Delta_1 = \alpha t L$ berechnet werden, wenn α den Wärmeausdehnungskoeffizienten, t den Temperaturunterschied gegen die mittlere Temperatur bezeichnet. Eine weitere Längenänderung findet infolge der Durchbiegung statt. Bei Vollbelastung wird der Neigungswinkel der Tangente an die elastische Linie für die Enden eines einfachen Trägers konstanten Querschnittes $\varphi = \frac{q L^3}{24 E J}$. Setzt man $J = \frac{F h^3}{2}$, unter h die Trägerhöhe, unter F die Querschnittsfläche eines Gurtes verstanden, so wird die Verschiebung bei Durchbiegung an einem Ende $\Delta_2 = \frac{h}{2} \tan \varphi$ und, wenn man $F = \frac{(p+q) L^2}{8 h k}$ setzt, $\Delta_2 = \frac{q k L}{3 (p+q) E}$; mithin die größte Verschiebung am beweglichen Ende eines einfachen Trägers

$$\Delta = \Delta_1 + 2 \Delta_2 = L \left[\alpha t + \frac{2 k q}{3 (p+q) E} \right].$$

Die Anordnung des Lagers muß so getroffen werden, daß diese Länge für die Ausdehnung vorhanden ist.

Es ist zu beachten, daß die bei verschiedenen Temperaturen beobachteten Längenänderungen nicht genau mit dem Ausdrucke für Δ_1 übereinstimmen, insofern t die Lufttemperatur bezeichnet; beispielsweise wurde bei der Eisenbahnbrücke zu Tetschen ermittelt, daß bei wachsender Temperatur an

Nimmt man die Höhen der unendlich kleinen Prismen als konstant und bei sich drückenden Cylindern mit $\frac{d_1}{2}$ und $\frac{d_2}{2}$ an, wobei also die Voraussetzung gemacht wird, daß eine durch den Mittelpunkt gelegte Querschnittsebene auch nach der Zusammen-drückung eben bleibe, so kann man $\alpha_1 = \frac{2 E_1}{d_1}$, $\alpha_2 = \frac{2 E_2}{d_2}$ setzen und erhält für gleiche Materialien, also für $E_1 = E_2$:

$$n.l.\sqrt{d_1 d_2} = P.\sqrt{\frac{9}{8} \frac{E}{k^3}} \dots \dots \dots 16.$$

Liegt ein Cylinder vom Durchmesser d auf einer ebenen Platte von der Dicke t , so kann man — die Ebene, auf welcher die Platte ruht, als starr ansehend — wieder setzen:

$$\alpha_1 = \frac{2 E_1}{t}, \quad \alpha_2 = \frac{E_2}{t}, \quad d_1 = d, \quad d_2 = \infty.$$

$$\alpha_1 = \frac{2E_1}{d_1}, \quad \alpha_2 = \frac{E_2}{t}, \quad d_1 = d, \quad d_2 = \infty.$$

Dies giebt, wenn wieder $E_1 = E_2$ und $\frac{2t}{d} = \beta$ angenommen wird,

$$n l d = P \sqrt{\frac{9}{8} \frac{E}{(1+\beta) k^3}} 17.$$

Führt man für Stahlwalzen auf einer Stahlplatte ein

$$E = 2750 \text{ t f. d. qcm}, \quad k = 1,5 \text{ t f. d. qcm}, \quad \beta = 0,6,$$

so wird $n l d = 24 P$. Hiernach kann direkt die Berechnung der Anzahl (n) der Walzen erfolgen, welche nötig ist, um den auf ein Lager ausgeübten Druck P (in Tonnen) aufzunehmen. Es ist nämlich für Stahl $n = \frac{24}{l d} P$, für Gufseisen $n = \frac{30}{l d} P$ (Walzenlänge l und Walzendurchmesser d in cm).⁴⁵⁾

Bei Anwendung von Stelzen wird man gut thun, die Anzahl gegenüber der für denselben Druck berechneten Anzahl Walzen um etwa 50% gröfser zu nehmen.

Bei Kipplagern ist $n = 1$ und es ist der Halbmesser des Zapfens zu bestimmen. Wenn r den Zapfenhalbmesser in cm, l die Zapfenlänge, k die zulässige Druckspannung (750 kg f. d. qcm) bedeutet, so kann nach Winkler $r = \frac{2P}{\pi k l}$ gesetzt werden.

Walzenlager.⁴⁶⁾ Bedeutet L' die Minimallänge der Unterlagsplatte, Δ die Gesamtverschiebung des Trägers am beweglichen Ende, d den Walzendurchmesser und n die Anzahl der Walzen, so ist $L' = nd + \Delta$. Zu dem berechneten Werte ist ein Zuschlag von etwa je 2 cm mit Rücksicht auf die zwischen den Walzen erforderlichen Zwischenräume zu machen. Über die GröÙe der Grundfläche der Unterlagsplatte vergleiche S. 503.

Der Walzendurchmesser kann nach folgenden Formeln bestimmt werden:

$$d = 100 \pm 1,0 \text{ L in mm für eingleisige Brücken,}$$

$d = 100 + 1,3 L$ " " " zweigleisige "

Hierbei ist die Spannweite L in Metern auszudrücken.

Der größte Durchmesser massiver Walzen soll 20 cm nicht überschreiten. Die Wandstärke hohler Walzen beträgt etwa 0,2 d , die Dicke der Walzenzapfen etwa 0,25 d . Die Walzenlänge l' hängt von der Breite der Gurte ab.

Die Abmessungen des Walzenrahmens können folgendermaßen angenommen werden:

Höhe der Flacheisenrahmen 0,50 d Stehbolzenstärke 0,25 d

Stärke derselben	0,15 d	Breite der Winkeleisenschenkel	0,50 d
--------------------------	--------	--------------------------------	--------

Stelzenlager. Die Länge der Stelzen bestimmt sich ähnlich wie jene der Walzen, jedoch ist der Durchmesser der Stelzen mit Rücksicht auf die Verminderung der

⁴⁵⁾ Man vergleiche diese Ableitung mit einem Referate des Prof. Keek in der Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1875, S. 291—294. sowie Winkler, Gitterträger, S. 274.

⁴⁶⁾ Regeln nach Winkler und Gabriely.

rollenden Reibung größer als jener der Walzen anzunehmen und zwar erhält man, wenn L , die Spannweite, in m und d in mm:

$$d = 150 + 1,6 L \text{ bei eingleisigen Brücken,}$$

$$d = 150 + 2,0 L \text{ bei zweigleisigen Brücken.}$$

Zur Bestimmung der Anzahl der Stelzen setzt Winkler bei Einzelträgern für eingleisige Brücken $n = 3,0 + 0,045 L$, für zweigleisige Brücken $n = 4,5 + 0,045 L$. Man ordnet jedoch nicht selten bei der Ausführung mehr Stelzen an, als sich nach diesen Formeln ergeben.

Wenn die Stelzen keine Seitenrippen erhalten, so ergibt sich die Dicke derselben $\delta = 0,16 d$. Bei Anordnung von Seitenrippen kann bis $\delta = 0,07 d$ herabgegangen werden, wobei die Rippen mit einer Stärke von $0,5 d$ auszuführen sind.

Unter- und Überlagsplatten. Die Länge derselben entspricht dem Produkte aus der Anzahl n und der Breite β der Stelzen. Zumeist wird die Unterlagsplatte wegen gleichmäßiger Druckverteilung auf das Widerlager länger als die Überlagsplatte hergestellt. Bei ausgeführten Brücken findet man beispielsweise die Länge der Unterlagsplatte $\lambda = 1,3 n \beta$, die Länge der Überlagsplatte $\lambda' = 1,2 n \beta$. Setzt man Walzenlager voraus, so ist statt β der Walzendurchmesser d in diese Formeln einzusetzen. — Die Breite der Überlagsplatte mache man der Walzenlänge l' nahezu gleich, die Breite der Unterlagsplatte hingegen etwa gleich $1,4 l'$,

	bei Walzen	bei Stelzen
die Dicke der gußeisernen Unterlagsplatte . .	$\delta = 0,6 d$	$0,4 d$
„ „ „ „ Überlagsplatte . .	$0,5 d$	$0,3 d$
„ „ „ schmiedeisernen „ . .	$0,3 d$	$0,2 d$

Die Überlagsplatte ist hierbei direkt an die ebene Gurtungsfläche befestigt gedacht.

Lagerkörper und Balancier der Kipplager. Die Länge des Lagerkörpers wird nach den oben gegebenen Regeln bestimmt. Unter Annahme eines rechteckigen Querschnittes ergibt sich die Höhe in der Mitte $h = \sqrt{\frac{3 A b}{4 k l}}$, wenn b die Länge der Platten in der Trägerrichtung, l die Breite derselben (gewöhnlich der Walzenlänge gleich) beide in cm, A den Stützendruck in Tonnen und k die zulässige Spannung in t f. d. qcm bedeutet. Die Plattenstärke δ wird mit $0,3$ bis $0,4 h$ bemessen.

Nimmt man für Gußeisen $k = 0,2$ t f. d. qcm, so kann $h = 0,2 b$

für Stahl $k = 1,0$ $h = 0,085 b$

angenommen werden.

An Stelle eines Beispiels sei die Berechnung der Lager der Wechsel-Brücke bei Thorn (Zeitschr. f. Bauw. 1876, S. 214) namhaft gemacht.

§ 28. Die Pfeiler.

(Von Professor Landsberg.)

Es sind zu unterscheiden: 1. Die Ufer- oder Endpfeiler, auch Landpfeiler oder Widerlagpfeiler genannt; 2. die Mittelpfeiler oder Zwischenpfeiler oder Strompfeiler. Die ersteren werden fast stets aus Mauerwerk hergestellt, die letzteren können aus Eisen, Holz oder Mauerwerk erbaut werden. Die eisernen und hölzernen Pfeiler sind in den Kap. IV und XV dieses Werkes eingehend behandelt; das Bemerkenswerteste über die Mittelpfeiler findet sich in Kap. I, § 17.⁴⁷⁾ Es sollen deshalb hier nur die Endpfeiler besonders besprochen werden.

⁴⁷⁾ Man vergleiche ferner im XVI. Kapitel unter „Wandbrücken“ (Brücken mit untenliegender Bahn) den Paragraph 11 (Gliederung der Mittelpfeiler), ferner unter „Tragbrücken“ (Brücken mit obenliegender Bahn)

Aufgabe der Endpfeiler. Die Endpfeiler sollen: 1. Die Auflager für die Überbauten bieten, also den Auflagerdruck der eisernen Träger sicher in den Boden überleiten; 2. den Abschluß bilden für das an die Brückenöffnung anschließende Erdreich (Damm u. s. w.) und dasselbe sowohl gegen Abgleiten, wie auch — bei Strombrücken — gegen die Einwirkung des fließenden Wassers und gegen Eisgang schützen.

Teile der Endpfeiler. Als Teile der Endpfeiler sind zu unterscheiden: 1. Die eigentlichen Pfeiler, d. h. diejenigen Teile derselben, welche die Träger aufnehmen; 2. die Flügel. Letztere sind entweder Winkelflügel oder Parallelfügel (siehe Kap. I, § 18, S. 100).

Wir haben nachstehend zu besprechen:

1. Die auf die Endpfeiler wirkenden Kräfte,
2. die Querschnittsform der Endpfeiler,
3. die Grundform der Endpfeiler,
4. die besonderen Anordnungen bei schiefen Brücken.

1. Die auf die Endpfeiler wirkenden Kräfte. Auf die eigentlichen Pfeiler wirken die Auflagerdrücke der durch die Pfeiler unterstützten Träger (fast stets nach unten), ferner das Eigengewicht der Pfeiler und der Erddruck des hinterliegenden Erdkörpers. Außerdem sind die Reibungswiderstände am Auflager zu berücksichtigen, bei Brücken, welche in Steigungen liegen, auch die in die Hauptrichtung der Träger fallende Seitenkraft der Belastung u. s. w., vergl. Kap. VII, § 6 (Verschiedene angreifende Kräfte).

Die Auflagerdrücke sind in den für die Stabilitätsuntersuchung der Pfeiler ungünstigsten Werten einzuführen; ob die kleinsten Werte, welche der Belastung nur durch Eigengewicht des Überbaues entsprechen, oder die größten Werte, welche bei voller Brückenbelastung auftreten, für den Pfeiler ungünstiger sind, ist in jedem besonderen Falle zu untersuchen; es hängt das in hohem Maße von der Querschnittsform des Pfeilers, sowie von der Lage der Auflagerstelle ab. Zu beachten ist, daß bei gewissen Konstruktionen — z. B. kontinuierlichen Trägern auf mehreren Stützpunkten mit kleinen Seitenöffnungen, aber großer Mittelöffnung, sowie auch bei kontinuierlichen Gelenkträgern — sogenannte negative Auflagerdrücke auftreten können, welche nach oben wirken; da dieselben das Eigengewicht des Pfeilers teilweise aufheben, so sind sie für die Stabilität derselben unter Umständen besonders gefährlich.

die Paragraphen 17, 18, 19, 20 (Horizontalgliederung und Vertikalgliederung steinerner Mittelpfeiler, Vorköpfe, Pfeileraufsätze).

Einige Einzelheiten steinerner Mittelpfeiler sind auf T. XX der vorliegenden Abteilung in F. 16 u. 19 dargestellt. — Aus der Zeitschriften-Litteratur machen wir Folgendes namhaft:

Minimaldimensionen der Pfeiler von Balkenbrücken. (Der Verband deutscher Architekten- und Ingenieur-Vereine hat in den Jahren 1875 und 1876 reichhaltiges bezügliches Material gesammelt, aus welchem u. a. hervorgeht, daß die in Deutschland üblichen Pfeilerstärken im allgemeinen größer sind, als in anderen Ländern. Eine Veröffentlichung der Einzelheiten der damals angestellten Untersuchungen hat nicht stattgefunden; das gesamte Material steht aber den Vereinsmitgliedern zur Verfügung.) Deutsche Bauz. 1877, S. 342.

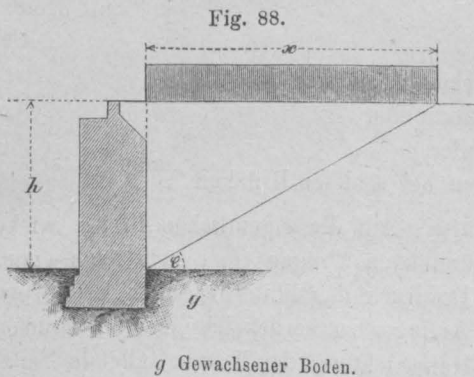
Berechnung der Widerlager und Pfeiler eiserner Balkenbrücken. (Einfluß der Reibung in den Auflagern, welche infolge Verschiebens der Trägerenden bei Temperaturänderungen entsteht, auf die Konstruktion der Pfeiler.) Deutsche Bauz. 1883, S. 254.

Fuchs. Die eisernen Balkenbrücken im Betriebe, ihre Überwachung und deren Ergebnisse. (Enthält u. a. beachtenswerte Erfahrungen über das Verhalten der Brückenpfeiler und Winke bezüglich der Konstruktion der oberen Teile derselben.) Organ f. d. Fortschr. d. Eisenbahnw. 1888, S. 196.

Man vergleiche auch: Anordnung des oberen Teiles der Mittelpfeiler bei Eisenbahnbrücken und der dasselbst befindlichen Fahrbahn. Winkler. Querkonstruktionen. 2. Aufl., S. 462.

Das Eigengewicht des Pfeilers ist eine bestimmte Größe, welche außer vom Material von der Form und Anordnung des Querschnittes abhängt; für die Stabilität des Pfeilers ist sehr wichtig, wo der Schwerpunkt des Querschnittes liegt. Es wird weiter unten gezeigt werden, daß ein möglichst weit nach hinten liegender Schwerpunkt günstig ist.

Der Erddruck kann hier nach Größe, Richtung und Lage als bekannt vorausgesetzt werden; zu beachten ist, daß derselbe mit Berücksichtigung der Überlast bestimmt werden muß, welche der Verkehrslast auf dem anschließenden Planum entspricht.



Es ist üblich und zweckmäßig, statt der wirklichen Überlast einen gleich schweren Erdkörper über dem Planum liegend einzuführen. Bei Straßenbrücken dürfte, je nach der Art des Verkehrs, eine Höhe dieses Erdkörpers von 0,30 bis 0,9 m genügen; bei Eisenbahnbrücken erhält man brauchbare Werte, wenn man diejenige gleichmäßig verteilte Last aufsucht, welche von der Hinterkante Pfeiler bis zur Schnittlinie der natürlichen Böschungsfläche mit dem Planum vorhanden sein muß, um die gleiche

Belastung hervorzurufen, wie die wirklichen, auf dieser Strecke befindlichen Wagenachsen (Fig. 88). Die Länge dieser Strecke beträgt $x = \frac{h}{\tan \varphi}$; wird für φ der Mittelwert $\varphi = 30^\circ$ eingeführt, ferner die Normal-Lokomotive der preussischen Staatsbahnen der Berechnung zu Grunde gelegt (s. Kap. VII, § 3, S. 18) und endlich angenommen, daß die Last sich auf 4 m Breite verteile, so erhält man für die Höhen h von 7 bis zu 12 m pro qm die gleichmäßige Last zu 1200 bis 1400 kg. Danach kann die einzuführende Höhe des die Überlast bildenden Erdkörpers leicht bestimmt werden. Wird das Gewicht γ des Kubikmeters Hinterfüllungsmaterial zu 1600 kg gesetzt, so beträgt diese Höhe 0,75 bis 0,875 m. Die Höhe 1 m ist demnach als eine angemessene zu bezeichnen; dabei ist der für die Stabilität ungünstige Fall einzuführen, daß die Überlast den Damm hinter dem Pfeiler belastet, nicht aber den Pfeiler selbst.

Weiter ist zu überlegen, ob man den Pfeiler bei der Stabilitätsuntersuchung als Ganzes behandeln kann oder ob man jeden Teil desselben untersuchen muß. Wenn nur wenige weit voneinander liegende Hauptträger vorhanden sind, so ist die zweite Behandlungsart zu wählen; eventuell ist zu ermitteln, ob nicht der mittlere, zwischen den Trägersauflagern liegende Pfeilerteil für sich allein ausgebaucht werden kann, d. h. ob nicht in diesem Teile die Stützzlinie zu nahe an die Vorderkante fällt. — Endlich möge hier noch auf Folgendes aufmerksam gemacht werden: Bei den eisernen Trägern einer Brücke konstruiert man mit etwa fünffacher Sicherheit gegen Bruch; bei den Pfeilern, welche demselben Bauwerke angehören, ist man weit weniger ängstlich: Man begnügt sich damit, die Mauerstärke so zu bestimmen, daß bei ungünstigster Belastung, also ungünstigster Lage der Stützzlinie, der Druck im Mauerwerk bezw. zwischen Mauerwerk und dem Boden die zulässige Grenze nicht überschreite. Nun hat aber bereits eine geringe Vergrößerung der wagrechten Kräfte eine weitere Hinausrückung der Stützzlinie und damit sofort eine bedeutende Vergrößerung der Druck-Inanspruchnahme zur Folge, wenn die Stützzlinie schon vorher so nahe der Vorderkante lag, wie noch eben zulässig ist. Es kann demnach hier durchaus nicht von einer fünffachen Sicherheit die

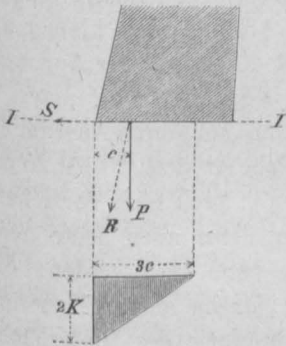
Rede sein. Dieser Mangel an Folgerichtigkeit bei der Bestimmung der Sicherheit einzelner Brückenteile läßt sich nicht rechtfertigen. Es empfiehlt sich, bei der Bestimmung des Mauerpfeilers auf die allerungünstigsten, möglichen Verhältnisse Rücksicht zu nehmen, dennoch aber den Querschnitt so zu bestimmen, daß erst durch die mit einem Koeffizienten (etwa 1,5 oder 2) multiplizierten wagrechten bzw. schiefen Kräfte die größte zulässige Inanspruchnahme erzeugt werde.

Bei der Ermittlung der Erddruckes ist ferner unter Umständen durchnäfster Boden anzunehmen, bei welchem bekanntlich der Böschungswinkel sehr klein, das Erdgewicht sehr groß ist.

Auf die Flügelmauern wirkt nur der Erddruck, eventuell mit Überlast, und das Eigengewicht.

2. Die Querschnittsform der Endpfeiler. Soll der Pfeiler stabil sein, so darf sich die Stützlinie weder der Vorderfläche noch der Hinterfläche zu sehr nähern; hier ist insbesondere die Gefahr vorhanden, daß die Stützlinie der Vorderfläche zu nahe fällt, weil der Erddruck die Stützlinie nach vorn wirft und auch der Stützendruck des Überbaues meistens ziemlich nahe der Vorderfläche liegt. Das Maß c , um welches die Stützlinie bei irgend einer Fuge II (Fig. 89) mindestens von der Vorderfläche zurückliegen muß, ergibt sich hier, wo die gedrückte Querschnittsfläche eine rechteckige ist, aus der Gleichung: $c = \frac{2 \cdot P}{3 \cdot 100 \cdot b \cdot K}$.

Fig. 89.



Darin bedeutet:

P die lotrechte Seitenkraft der Resultierenden R aller oberhalb der Fuge II wirkenden Kräfte und zwar in Kilogramm,

b die Tiefe des untersuchten Mauerstückes, normal zur Bildfläche gemessen, und zwar in Metern,

K die zulässige Druck-Inanspruchnahme des Materials für 1 qcm des Querschnitts in Kilogramm.

Man erhält c in cm. Die Druckverteilung erfolgt nach der graphischen Darstellung in Fig. 89.

Führt man P in Tonnen ein und will c in Metern erhalten, so ergibt sich leicht die handliche Formel $c = \frac{P}{15 \cdot b \cdot K}$. Wäre z. B. $P = 100000$ kg, $b = 6$ m,

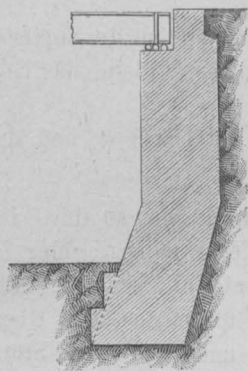
$K = 4,5$ kg f. d. qcm, so wird: $c = \frac{100}{15 \cdot 6 \cdot 4,5} = 0,256$ m.

Zu beachten ist, daß gewöhnlich die meist gefährdete Stelle die unterste Fuge ist, also die Fuge, mit welcher das Mauerwerk auf den Boden aufsetzt; natürlich bestimmt sich K an dieser Stelle aus der zulässigen Druck-Inanspruchnahme des Bodens, wenn, wie meistens der Fall, die letztere geringer ist, als diejenige des Mauerwerks.

Es ist empfehlenswert, die Mauer vorn womöglich stark geböschet herzustellen, weil hier die Stützlinie eine nach vorn konkave Kurve ist, und man bei der angegebenen Mauerform möglichst großen Abstand der Stützlinie von der Vorderfläche erzielt. Der Anlauf der Vorderfläche wird 1:10 bis 1:5 gewählt, ja es kommen sogar die Verhältnisse 1:4 und 1:3 vor. Wenn das Material diese starke Böschung erträgt und nicht infolge derselben rasch verwittert, so ist dieser starke Anlauf gewiß empfehlenswert. Bei dem mittleren Pfeilerteile, demjenigen, welcher den Trägern des Überbaues als Auflager dient, ist ein starker Anlauf vielfach nicht durchführbar, weil man infolge davon die Auflagermitten der Träger weiter zurückverlegen müßte, als bei lotrechten Vorderflächen

der Pfeiler; man erhielte also dann unter Umständen nicht unwesentlich grössere Stützweite, als sonst wohl nötig wäre. Da aber die Stützlinie sich nur in dem unteren Pfeilerteile der Vorderfläche sehr nähert, so genügt ein starker Anlauf beim Pfeilerfuß. Als eine recht zweckmäßige Querschnittsform kann diejenige bezeichnet werden, welche

Fig. 90.



eine mit 1:5 geböschte Vorderfläche und eine mit 1:10 unterschrittene Hinterfläche zeigt; vielfach hat man auch die Hinterfläche im unteren Mauerteile noch viel kräftiger unterschritten (Fig. 90), wobei nur ein Mauerstück fortfällt, welches doch an der Druckübertragung nicht teilnimmt; dieselbe findet nach Fig. 89 nur auf die Tiefe $3c$ statt. Wenn diese Unterschneidung vorgenommen wird, so achte man darauf, daß der Schwerpunkt der ganzen Querschnittsfläche unterstützt ist, und lasse außerdem einige Vorlagen von 1 m bis 1,5 m Breite (lotrecht zur Bildfläche gemessen) stehen, damit der Pfeiler nicht nach hinten umstürzt, wenn einmal bei Reparaturen oder sonstigen außergewöhnlichen Vorfällen der Erddruck zeitweise außer Wirkung tritt.

Die Auflagermitten der Träger lege man nicht zu nahe an die Vorderfläche der Mauer; dadurch wird eine ungünstige Lage der Stützlinie und ebensolche Druckverteilung hervorgerufen. Selbst bei ganz kleinen Brücken wähle man den Abstand nicht kleiner als 20 cm, bei größeren Brücken bleibe man wenigstens 30, ja selbst 40 cm mit der Auflagermitte hinter der Vorderfläche der Mauer zurück; vergl. auch Kap. VII, § 22 unter 1. Früher war es meist üblich, die Verstärkung der Mauer nach unten hin durch Anordnung einzelner Absätze an der Hinterseite der Mauer zu erreichen, welche Absätze 20 bis 25 cm breit waren und annähernd gleiche Höhe (von 1 bis 2 m) hatten. Nach dem Vorstehenden, also unter Berücksichtigung der Lage der Stützlinie, kann diese auch heute noch manchmal ausgeführte Querschnittsform nicht als zweckmäßig bezeichnet werden; die Verstärkung muß an der Vorderfläche der Mauer erfolgen. Nur im oberen Mauerteil kann man die aus praktischen Gründen empfehlenswerte Abschrägung der Hinterfläche auch durch eine Anzahl von Absätzen ersetzen. Während bei den mittleren Teilen der Pfeiler die Vorderfläche nach obigem zweckmäßig lotrecht oder nur im unteren Teile geböschet angeordnet wird, ist die vorerwähnte Rücksicht bei den Flügeln nicht vorhanden; bei diesen ist ein kräftiger Anlauf der Vorderfläche üblich und empfehlenswert. Derselbe ist je nach dem Material verschieden, 1:12 bis 1:3.

Ein Beispiel für den Steinschnitt im oberen Teile eines Endpfeilers bringt F. 18, T. XX.

3. Die Grundform der Endpfeiler. Für die Anordnung der mittleren Teile der Landpfeiler, für die eigentlichen Auflagerteile, ist wenig Spielraum vorhanden; die Vorderfläche ist durch Richtung und Breite des untenliegenden Weges bzw. durch Stromstrich und geforderte Durchflußweite des zu überbrückenden Wasserlaufes meistens vorgeschrieben. Dieselbe ist gewöhnlich der Achse des unteren Weges bzw. dem Stromstrich parallel. Die Hinterfläche wird dann zweckmäßig parallel zur Vorderfläche gemacht, d. h. die Mauer erhält auf die Länge des mittleren Teiles gleiche Stärke. Die Flügel sind besonders zu besprechen, je nachdem Winkelflügel oder Parallelflügel gewählt werden.

a. Die Winkelflügel sollen das Erdreich des Dammes begrenzen. Im Grundriss bildet ihre Vorderfläche gewöhnlich mit der Richtung der Achse des unteren Weges (bzw.

mit dem Stromstrich) einen spitzen Winkel α (Fig. 91); vielfach ist $\tan \alpha = \frac{1}{4}$ oder $\frac{1}{3}$, auch wohl $\frac{1}{2^{1/2}}$, je nach den besonderen örtlichen Verhältnissen. Die dadurch erzielte Erweiterung vor und hinter dem überbrückten Raume ist gerechtfertigt; bei Brücken über Wasserläufen wird durch dieselbe beispielsweise der Kontraktionskoeffizient vermindert. Es ist durchaus zulässig, die Flügelvorderfläche ($a b$ im Grundriss, $a a_0 b_0 b$ in der

Fig. 93.

Fig. 91.

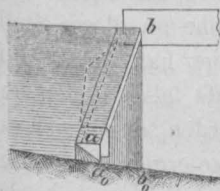
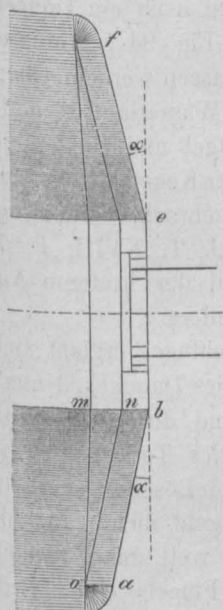
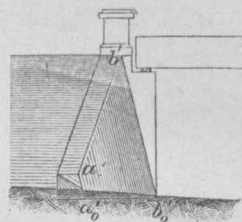
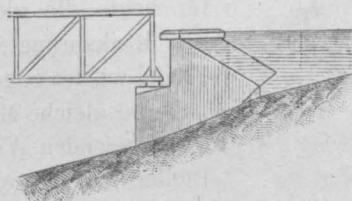
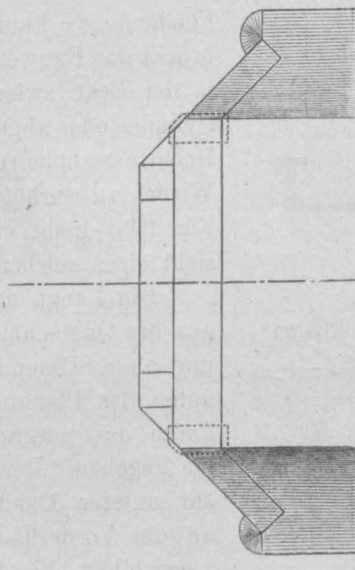


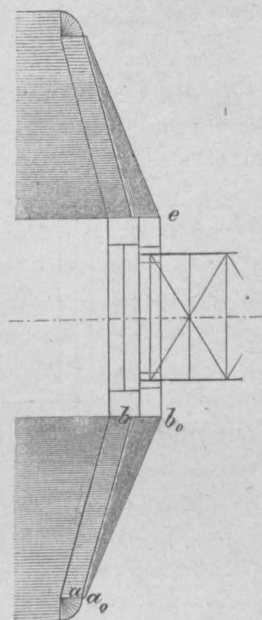
Fig. 92.

Mulde-Flutbrücke bei Düben.

M. 1:200.



M. 1:200.

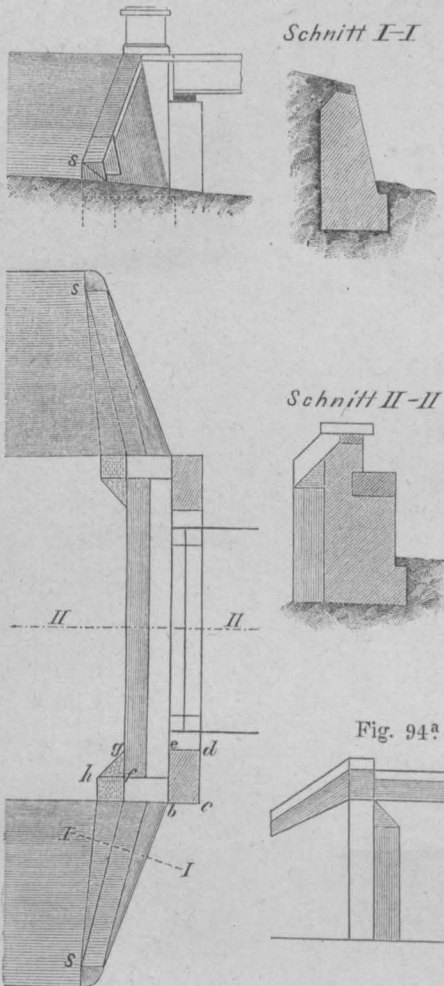


M. 1:200.

Ansicht, Fig. 91) unmittelbar an die Vorderfläche des eigentlichen Pfeilers ($b e$ des Grundrisses) anzuschließen; doch ist diese Anordnung nicht schön, besonders weil das Trägerauflager in der Ansicht nicht hervorgehoben ist. Möglich ist es aber, die Auflager auch hier sichtbar zu machen, wie Fig. 92 erweist. Alle Vorderflächen sind dabei lotrecht, die schräge Flügelfläche reicht bis zu dem Vorsprunge, welcher die Auflagersteine enthält. Mehr üblich ist es, bei b bzw. c zunächst einen Rücksprung anzuordnen; durch denselben kann man bequem die lotrechte Vorderfläche des eigentlichen Pfeilers mit der geböschten Vorderfläche des Flügels in Verbindung bringen (Fig. 93); in der Figur ist $a a_0 b_0 b$ die wagrechte Projektion der geböschten Vorderfläche des Flügels, $a' a'_0 b'_0 b'$ die Ansicht desselben. Um das Auflager der Hauptträger sichtbar zu machen, lege man die schräge Schnittlinie der Flügelvorderfläche mit der lotrechten Vorderwand des Pfeilers so, daß die letztere in der Höhe des Auflagers bereits genügend breit ist. — In Fig. 93

war der Punkt b_0 , welcher in der Höhe des ersten Fundamentabsatzes liegt, zum Ausgangspunkte der Linie $b_0 b$ genommen; bei großen Mauerstärken kommt man dadurch unter Umständen zu sehr stark geböschten Flügeln, welche sich im Interesse der Haltbarkeit nicht empfehlen. Alsdann rückt man zweckmäfsig die ganze Böschungsfläche

Fig. 94. M. 1:200.



etwas zurück, wie Fig. 94 zeigt. Bei dieser Konstruktion wird die Hinterfläche des Pfeilers etwas kompliziert; denn die wirkenden Kräfte erfordern an der Ansatzstelle des Flügels nahezu gleiche Mauerstärken für Pfeiler wie Flügel, da ja die Dammböhe an dieser Stelle für beide die gleiche Höhe hat. Das Maß des Rücksprunges bc muß also hinten am Flügel wieder zugesetzt werden, damit sich annähernd gleiche Mauerstärke ergebe; um einen einspringenden Winkel an der Hinterseite des Pfeilers zu vermeiden, wird noch ein Dreieck fgh angeordnet. Die in Fig. 94 schraffierte Fläche $bcd e$ kann fortgelassen werden. Überbrückt das Bauwerk einen Wasserlauf, so muß in der Ecke zwischen Flügel und Pfeiler ein Cylinder oder abgestumpfter Kegel, welcher bis Hochwasserhöhe reicht, angebracht werden, um Wirbel zu verhüten, vergl. T. XVIII, F. 7. Fig. 94 a giebt einen Teil der hinteren Ansicht eines solchen Endpfeilers.

Die Länge der Winkelflügel ergibt sich aus der Querschnittsform des Dammes. Untere und obere Dammkante sind durch die Ordinaten des Planums und des Terrains, sowie durch das vorgeschriebene Böschungsverhältnis gegeben. Der Flügel geht nicht ganz bis zur unteren Dammkante, weil das Erdreich an der Vorderfläche des Flügels einen Erdkegel bildet (Fig. 94), dessen Spitze in S liegt. Der Punkt S liegt über der unteren Dammkante um das Maß h , welches von dem Böschungsverhältnis und der Breite B der Flügeldeckplatten abhängt. Ist das Böschungsverhältnis $1:1\frac{1}{2}$, so ist $B = 1\frac{1}{2} h$, d. h. $h = \frac{2}{3} B$.

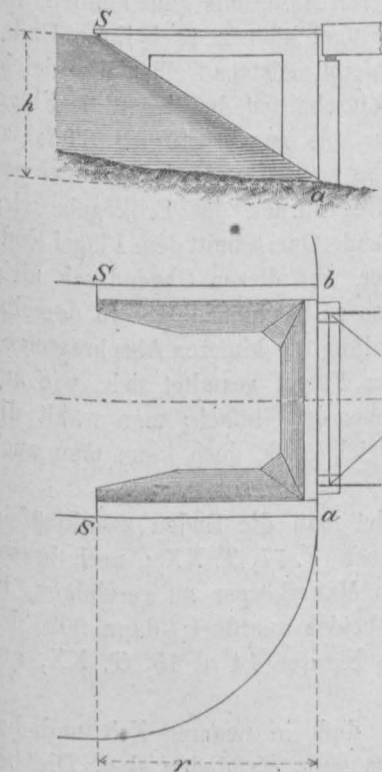
Die Stärke der Flügel muß von dem unteren nach dem oberen Ende entsprechend dem mit der Höhe zunehmenden Erddruck wachsen; die nach aussen sichtbare Abdeckung wird auf die ganze Flügellänge gleich breit, 60 bis 75 cm breit und 15 bis 25 cm stark angenommen, meist aus Werksteinen hergestellt; doch werden auch Rollschichten von Klinkern dazu verwendet. Die Vermittelung zwischen der an den verschiedenen Stellen verschiedenen starken Flügelmauer und den auf die ganze Flügellänge gleich breiten Deckplatten wird durch eine Abschrägung des Mauerwerkes im oberen Teile der Hinterfläche des Flügels erreicht, s. Fig. 94, Schnitt II . Die Hinterfläche wird der Hauptsache nach zweckmäfsig lotrecht angeordnet, die erwähnte Abschrägung

unter 45° ; dieselbe geht von der Unterkante der Deckplatte aus. Überhaupt muß die Hinterfläche des Endpfeilers mit besonderer Aufmerksamkeit entworfen werden.

Der Teil des Pfeilerstückes, welches die Hauptträger der Brücke aufnimmt, liegt, wie Fig. 94 zeigt, tiefer als die hinteren Teile; die Höhe dieser ist so zu bemessen, daß sie ein Abgleiten des Damm-Materials nach der Brückenöffnung hin verhindern. Bei Eisenbahnbrücken empfiehlt es sich, die Pfeileroberkante 2 bis 5 cm unter Schienenunterkante zu legen, wenn man nicht die erste Schwelle auf das Mauerwerk legt; bei der letzteren Anordnung, welche aber, wenn irgend möglich, vermieden werden sollte, bestimmt sich Pfeileroberkante nach der Querschnittshöhe der Querschwelle. Bei Eisenbahnbrücken mit Bettung auf der Brücke und Straßenbrücken lege man Pfeileroberkante in die Höhe der Fahrbahntafel — je nach der Konstruktion der letzteren. Dieser höher geführte Teil des Pfeilers wird zweckmäßig durch Deckplatten abgedeckt (etwa 30 cm breit, 15 bis 20 cm stark). Der Übergang zu der nötigen Mauerstärke wird wie bei den Flügeln durch eine an die Unterkante der Deckplatte anschließende hintere Abschrägung vermittelt; hierfür ist ein Winkel von 45° empfehlenswert, es kommen aber auch andere Winkel vor.

Die Abschrägungen des eigentlichen Pfeilers und des Flügels schneiden sich in der Linie mn (Fig. 91, S. 511); man verbinde die Punkte m und n , welche sich am mittleren Pfeiler ergeben, mit o . Dabei unterlasse man, besonders bei kompliziertem Grundriss niemals, die Hinteransicht des Pfeilers zu zeichnen, weil man sonst leicht Fehler macht. Wenn der mittlere Pfeilerteil statt der Abschrägung einzelne lotrechte Absätze aufweist, so ordnet man solche auch wohl bei den Flügeln an und läßt sie soweit wagrecht durchlaufen, wie die Höhenlage der Absätze gestattet. Beim Projektieren von Endpfeilern behalte man stets im Auge, daß eine möglichst einfache Anordnung erstrebt werden muß; deshalb sind lotrechte Hinterflächen und Abschrägungen unter 45° sehr zu empfehlen.

Fig. 95.



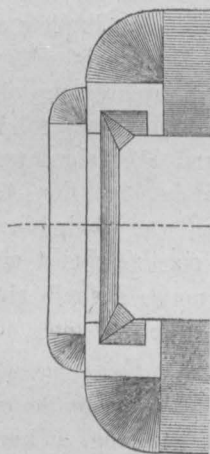
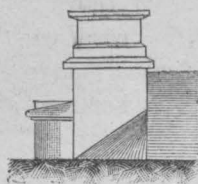
b. Parallelfügel. Das Abgleiten der Seitenteile des Dammes nach der Brückenöffnung zu kann auch durch vorgeschüttete Erdkegel (Fig. 95) verhütet werden; dann müssen besondere Parallelfügel, welche bis zu den Spitzen SS der Erdkegel reichen, ein Abgleiten des Dammkörpers nach rechts und links verhindern. Der Erdkegel darf in der Regel den freien Raum zwischen dem Endpfeiler und dem nächsten Mittelpfeiler nicht verengen; danach bestimmt sich das untere Ende (a bzw. b , Fig. 95) des Kegels. Aus dem angenommenen Böschungsverhältnis und der Höhe h des Planums über dem Erdboden erhält man den Abstand der Spitze S von den Punkten a und b . Sei das Böschungsverhältnis $1:n$, so ergibt sich

der Halbmesser des Grundrisses aus der Gleichung $\frac{h}{r} = \frac{1}{n}$ mit $r = nh$. Diese Länge muß auch der Flügel wenigstens haben. Die Flügel werden desto kürzer ausfallen, je

steiler das Böschungsverhältnis ist; man hat deshalb 1:n oft zu 1:1, ja noch steiler gewählt und die Erdkegel abgepflastert, um derartige Neigungen ausführen zu können. Auch bei den Pfeilern mit Parallelfügeln empfiehlt es sich, einen Vorsprung als Auflager für die Brückenträger anzuordnen, hauptsächlich aus ästhetischen Gründen. Die einspringenden Ecken bei diesem Vorsprunge werden auch hier, falls es sich um die Überbrückung eines Wasserlaufes handelt, durch gemauerte Cylinder ausgefüllt.

Die Verbindung der Parallelfügel mit dem eigentlichen Pfeiler erheischt besondere Vorsicht, weil in der Ecke leicht ein Abreißen erfolgen kann; das Erdreich zwischen den Parallelfügeln drückt stark, besonders wenn die Verkehrslast hinzukommt. Man verstärkt deshalb den Pfeiler durch Abschrägungen an den Ecken im Grundriss; diese

Fig. 96. M. 1:200.



Verstärkung (Fig. 95 und 96) ist zweckmäfsig. Ein Nachteil der Parallelfügel ist, dafs man den Querschnitt derselben nicht gut so gestalten kann, wie es nach obigem mit Rücksicht auf die wirkenden Kräfte zweckmäfsig ist. Gut wäre es, wenn der Querschnitt vorn stark geböschet, an der Hinterseite lotrecht oder nahezu lotrecht, eventuell unterschritten hergestellt würde. Die starke vordere Böschung der Parallelfügel ist freilich ausführbar, aber bisher wohl wegen der schwierigen architektonischen Behandlung selten gewählt worden. Gewöhnlich werden die Vorderflächen der Flügel wie diejenigen des Pfeilers lotrecht angeordnet; Abdeckung und Abschrägung des oberen Mauerteils ganz ähnlich, wie bei den schrägen Flügeln. Die Flügel können nach ihren Enden zu schwächer werden; die Höhe bleibt meistens freilich die gleiche — abgesehen von Brücken über Einschnitten, bei denen die Flügel in dem gewachsenen Boden nur bis zur frostfreien Tiefe zu reichen brauchen, also in der Höhe nach dem Ende zu abnehmen — aber der günstig wirkende Gegendruck des Erdkegels wird desto gröfser, je näher der betreffende Querschnitt dem Flügel-Ende liegt. Empfehlenswert ist es aber, auf diesen Gegendruck nicht zu rechnen und die Flügelstärke so zu bestimmen, als ob derselbe nicht vorhanden wäre. Die Verbindung der hinteren Abschrägungen des eigentlichen Pfeilers und der Flügel gestaltet sich, wie aus den Figuren 95 und 96 zu ersehen ist, einfach; man wählt die

Neigungen der Abschrägungen so weit möglich gern gleich grofs, doch kann man auch unbedenklich verschiedene Neigungswinkel anordnen.

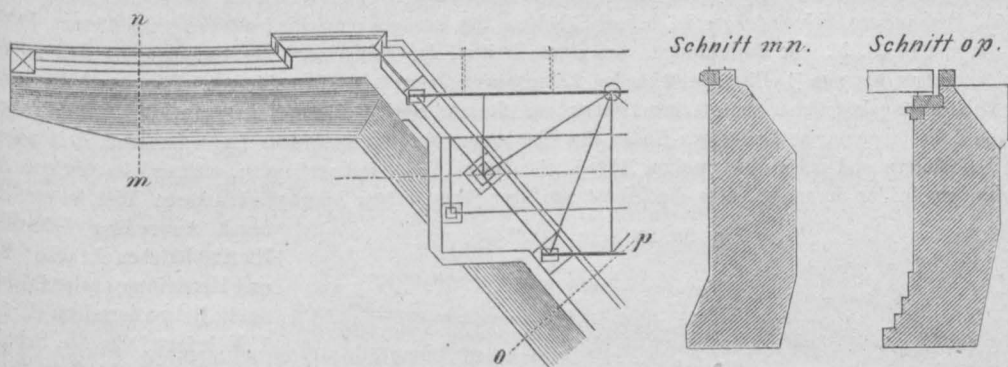
Wenn die Parallelfügel sehr lang sind, verbindet man die Enden zweckmäfsig durch eine besondere, parallel zum Pfeiler gestellte Mauer (F. 17, T. XX); noch besser ist es, die Parallelfügel und den Endpfeiler zu einem Mauerkörper zu vereinigen, in welchem man Hohlräume oder Durchbrechungen oder beides anordnet; dann fällt der Erddruck gröfstenteils fort. Man vergleiche hierzu die Figuren 14 u. 15, T. XX, auf welche wir weiter unten (s. § 31) zurückkommen.

Schließlich mufs noch daran erinnert werden, dafs in neuerer Zeit und bei geeigneten örtlichen Verhältnissen die Flügel nicht selten ganz vermieden sind. Die betreffende Anordnung, bei welcher besondere Brückenöffnungen hergestellt oder bestehende vergrößert werden, um Erdkegeln Platz zu verschaffen, deren Spitze an der Hinterkante der Endpfeiler liegt, zeigen F. 1, T. XIV der vorliegenden und F. 9, T. II der ersten Abteilung. Unter Umständen ist man aber noch weitergegangen. Bei der Warnow-

Brücke⁴⁸⁾ sind die Endpfeiler durch eine auf der Dammschüttung ruhende Eisenkonstruktion ersetzt und bei der Blair Crossing-Brücke (T. XVII, F. 15) ist ein Betonblock in solcher Weise verwendet, vergl. § 30.⁴⁹⁾

4. **Besondere Anordnungen bei schiefen Brücken.** Bei den schiefen Brücken werden gleichfalls sowohl Winkelflügel, wie Parallelfügel angeordnet; die ersteren können einen beliebigen Winkel mit der Vorderfläche des eigentlichen Pfeilers bilden. Man richtet sich hierbei ganz nach den besonderen örtlichen Verhältnissen; oft sind die Winkelflügel der Pfeilervorderfläche parallel, sie treten aber auch vielfach mehr oder weniger zurück. Unter Umständen ist es zweckmässig den Winkelflügel im Grundriss senkrecht zur Brückenachse zu stellen, insbesondere in den stumpfen Winkeln des Kreuzes, welches von den sich schneidenden Straßennachsen gebildet wird; dann erhält er seine geringste Länge. Im übrigen ist ganz nach den Grundsätzen zu verfahren, welche vorstehend für gerade Brückenpfeiler angegeben sind. Es empfiehlt sich, die Zahl der spitzen und stumpfen Winkel bei dem Pfeilermauerwerk thunlichst zu beschränken und möglichst mit rechten Winkeln zu arbeiten. Auch bei Verwendung von Parallelfügeln verfähre man genau,

Fig. 97. Unterführung der Osterfeuerberger-Straße in Bremen. M. 1:150.



wie bei den geraden Brücken angegeben ist. Ein Beispiel zeigt Fig. 97. In demselben schneiden die Längsträger zweiter Ordnung im Grundriss normal zur Brückenachse ab, wodurch sich der eigenartige, konsolenartige Ausbau an der Hinterfläche des Pfeilers ergibt. Diese Anordnung ist unter Umständen sehr zweckmässig. Besondere Schwierigkeiten macht oft die Ausbildung der Formen; in mustergiltiger Weise ist diese Aufgabe bei den Bauwerken der Berliner Stadtbahn gelöst.

Litteratur.

- Hertz. Über die gegenseitige Zusammendrückung elastischer Körper mit gekrümmten Oberflächen. Verhandlungen des Vereins zur Beförderung des Gewerbefleißes in Preussen 1882.
Über die Reibungs- und Rollwiderstände am Brückenaufleger. Mémoires de la société des ingénieurs civils 1883.
Häseler. Berechnung des Tangentialgelenkes und der Rollen eines Kipplagers. Wochenblatt für Baukunde 1886.

⁴⁸⁾ Die Warnow-Brücke bei Rostock. Deutsche Bauz. 1886, S. 277. Wochenblatt für Baukunde 1886, Seite 216.

⁴⁹⁾ Sonstige Aufschlüsse über Endpfeiler und Flügel findet man im I. Kapitel, § 18, ferner im VI. Kapitel, § 12 und § 22 (Formen der Widerlager). Man vergleiche auch die in Anm. 47, S. 507 näher bezeichneten Abhandlungen Deutsche Bauz. 1883, S. 254 und Organ f. d. Fortschr. d. Eisenbahnw. 1888, S. 196.

D. Ausgeführte Fachwerksbrücken.

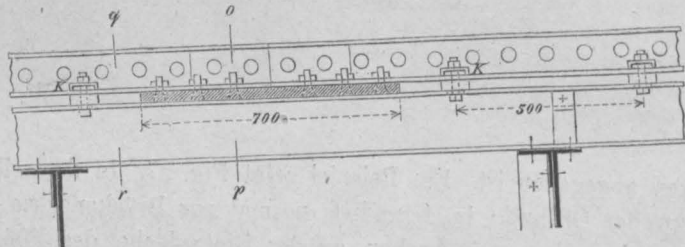
(Zum Teil von den Herausgebern bearbeitet; die betreffenden Stellen sind durch Sternchen kenntlich gemacht.)

§ 29. Europäische Fachwerksbrücken mit Einzelträgern.

1. Die Ravennaschlucht-Brücke der Höllenthal-Bahn, s. T. X, F. 1 bis 11.⁵⁰⁾ Diese Brücke besitzt vier Öffnungen von 35 m mittlerer Stützweite. Die Bahn, hier Zahnradbahn mit 5% Steigung, liegt mit Ausnahme einer am unteren Brückenende befindlichen Geraden, in einem Bogen von 240 m Halbmesser. Die Pfeiler, radial gestellt, haben eine Gesamthöhe von 34,4, bezw. 35,6 und 32,8 m und sind in Tiefen von 7,4, bezw. 5,1 und 5,3 m unter Erdoberfläche fundiert und zwar die beiden seitlichen, sowie die Landpfeiler auf zerklüfteten Gneis, der mittlere auf Gerölle. Die Abmessungen des rechteckigen Pfeilerquerschnittes sind am Pfeilerkopf 2,6 und 5,5 m, am Sockelgurt 4,2 und 7,1 m.

Der eiserne Überbau besteht aus Parallelträgern von je 9 Feldern mit Pfosten und gekreuzten Diagonalen. Die Hauptträger von 4,03 m Höhe sind in einem Abstände von 3,5 m angeordnet; der äußere ist in der ersten Öffnung um 40, in jeder der drei anderen um 51 cm länger als der innere (F. 2). Die Ständer sind nicht senkrecht zu den Gurtungen, sondern vertikal gestellt (F. 1 u. 3), ebenso die mit ihnen verbundenen Querträger. Auf diesen ruhen mittels keilförmiger Unterlagsplatten die Schienenträger auf (F. 8). Der äußere Schienenträger ist behufs Erhöhung des bezüglichen Schienenstranges um 18 mm höher als der innere (F. 5). In Entfernungen von einem Drittel der Felderlänge des Hauptträgers sind an die Schienenträger die aus \square -Eisen bestehenden Zahnstangen-Querträger angeschlossen. Sie stützen den nach der Bahnachse gekrümmten Zahnstangen-Längsträger, der aus zwei \square -Eisen gebildet ist. Mit diesem Träger ist die Zahnstange nur an denjenigen Enden des Überbaues, woselbst sich feste Lager befinden, d. h. neben den Endpfeilern und neben dem zweiten Mittelpfeiler (vergl. F. 1), fest verbunden, während im übrigen die Verbindung beider derart ist, daß die Zahnstange über ihrem Träger hinweggleiten kann. Dies ist erreicht

Fig. 98. M. 1:20.



durch Anwendung federnder Klemmplättchen *k* (Fig. 98) und Herstellung ovaler Löcher für die Bolzen derselben (F. 11, T. X bringt links den Schnitt *o p* und rechts den Schnitt *q r* zu Textfigur 98). Durch die besprochene Anordnung werden die Längenänderungen der Zahnstange von jenen der Brücken-Konstruktion unab-

hängig gemacht und damit zu große Zahnlücken vermieden. Doch bedingt jene Anordnung zugleich, daß der auf die Zahnstange von den Fahrzeugen ausgeübte Druck sich durch die Stange bis an deren festgehaltene Enden fortpflanzt, weshalb die betreffenden Stoßverbindungen besonders kräftig gestaltet wurden und neben den vertikalen auch horizontale Laschen aufweisen (in F. 11 sind bloß letztere ersichtlich). An den festgehaltenen Enden des Überbaues sind nun je drei Paar Flachbänder schräg angeordnet (F. 4), durch welche der Zahnstangenträger die auf ihn übertragene Kraft den Schienenträgern übermittelt; die letzteren wirken unter Heranziehung des mit ihnen vernieteten Windverbandes auf die Hauptträger, von deren festen Lagern die Kraft endlich aufgenommen wird.

Der Belag ruht zwischen den Schienen auf den Zahnstangen-Querträgern, außerhalb der Schienen auf eigenen Belagträgern auf, die aus Winkleisen bestehen.

Zur Sicherung gegen seitliche Schwankungen und zur seitlichen Führung der Brücke bei Längsbewegungen wurden besondere Anordnungen getroffen. An den Rückmauern der Endpfeiler sind in der Höhe der oberen Hauptträgergurtungen wagrechte Konsolen angeschraubt, welche die Gurtungen seitlich festhalten, und auf den Pfeilern sind besondere Führungsständer angebracht, welche die Endständer der Hauptträger in 1,2 m Höhe seitlich fassen bezw. führen, s. F. 10^{a-c}.

⁵⁰⁾ Engesser. Brücke über die Ravennaschlucht in der Zahnstangen-Strecke der Höllenthal-Bahn (Baden). Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1889, S. 601. Vergl. Wochenbl. f. Baukunde 1887, S. 318.

Die Originalmitteilung enthält eingehende Angaben über Baukosten und Gewichte, aus welchem als Kostenbetrag k f. d. qm Aufrißfläche abgeleitet ist,

$$k = 1,345s + 0,579e, \text{ bzw. } k = 3,16r + 0,579e \text{ Mark,}$$

worin s die Kosten von 1 cbm des Steinbaues, r die Kosten von 1 cbm Rohmauerwerk, e die Kosten von 100 kg Eisenwerk.

Die Brücke wurde unter Baudirektor Gerwig von Baurat Engesser entworfen, die Einzelheiten wurden von Ingenieur Hauger ausgearbeitet. Bauleiter war Ingenieur Tegeler. — Bauzeit etwa $1\frac{1}{4}$ Jahr.

2. *Der Viadukt über das Mölke-Thal in der Eisenbahn Dittersbach-Glatz, T. X, F. 12 bis 18, hat vier Öffnungen, deren jede durch einen Überbau von 40 m Stützweite überspannt wird. Die Brücke liegt in einer scharfen Kurve von 500 m Halbmesser, welche Lage für die Anordnung des ganzen Aufbaues maßgebend war. Der Gesamt-Grundriß entspricht den Angaben in Kap. VII, S. 123; die einzelnen Pfeiler sind im Grundriß rechteckig, 2,2 m in Auflagerhöhe breit; die lange Achse des Pfeilers halbiert den Winkel, welchen die Achsen der anschließenden Überbauten miteinander bilden. Die Gesamtheit der Hauptträger bildet Vielecke, welche der Kurve eingeschrieben sind. In jeder Öffnung laufen die Hauptträger einander parallel, haben geradlinige Achsen und sind beide genau gleich lang; die Auflager der (im Sinne der Kurve) äußeren Träger liegen demnach näher an den Pfeilerkanten, als diejenigen der inneren Träger. Die gemauerten Pfeiler sind zweigleisig ausgeführt, die Überbauten vorläufig nur eingleisig. Die in der Höhe der oberen Gurtung angeordnete Fahrbahn weist Holzquerschwellen auf Längsträgern zweiter Ordnung auf; die nicht unerhebliche Überhöhung der äußeren Schiene (rund 12 cm) wird durch Höherlegung des äußeren Schwellenträgers erreicht (F. 17). Wegen der durch die Kurve bedingten wagrechten Kräfte haben diese Längsträger, welche ebenso wie die Querträger als Blechträger hergestellt sind, einen kräftigen Quer- und Längsverband erhalten. Der erstere ist bei jeder zweiten Querschwelle angebracht und besteht aus einem Andreaskreuz von Flacheisen (65 . 10 mm), sowie einem oberen und unteren wagrechten Winkleisen, der Längsverband aus sich kreuzenden Flacheisen (65 . 10 mm), welche in der durch die unteren Gurtungen der Schwellenträger bestimmten, etwas geneigten Ebene liegen (F. 17 u. 18). Damit alle Querschwellen trotz der Kurve möglichst in gleicher Weise unterstützt werden, hat man die Schwellenträger in der Mitte des Überbaues näher dem äußeren Hauptträger angeordnet und in den Feldern, welche den Auflagern näher liegen, mehr und mehr nach dem inneren Hauptträger zu gerückt, s. F. 13. Die Versetzung der Achse bei den Schwellenträgern zweier Nachbarfelder beträgt immer so viel, wie der Abstand zweier Nietreihen, sodaß also (F. 17 u. 18) eine lotrechte Nietreihe (die mittlere) zur Befestigung zweier Schwellenträger, je eine lotrechte Nietreihe rechts und links von der ersteren zur Befestigung des einen oder des anderen Schwellenträgers am Querträger dient. Auch die Hauptträger sind mit kräftigem Querverband und doppeltem Längsverband — sowohl in der Höhe der oberen, wie der unteren Gurtung — versehen. In jeder lotrechten, einem Pfosten, also auch einem Querträger entsprechenden Ebene ist eine Querversteifung; das obere Rahmenstück derselben ist der Querträger, das untere bilden zwei Winkleisen, welche die gegenüberliegenden unteren Gurt-Knotenpunkte zweier Hauptträger verbinden. Das in dieser Ebene unter dem Querträger verbleibende Viereck ist durch gekreuzte Diagonalen aus Flacheisen unverschieblich gemacht (F. 17). An den Auflagern muß der größte Teil der wagrechten Kraft aus der oberen Fahrbahnebene in die untenliegenden Auflager geführt werden; deshalb sind an diesen Stellen die Diagonalen sehr kräftig (je 2 Winkleisen à 120 . 150 . 10 mm), siehe F. 16^b. Die Anbringung des Windverbandes in der Höhe der oberen Gurtung machte einige Schwierigkeit, weil die Diagonalen desselben, welche gerade über die obere Gurtung des inneren Schwellenträgers hinweggehen, den höher liegenden äußeren Schwellenträger in seiner Blechwand schneiden (F. 17 u. 18). Die Durchgangsstellen sind durch besondere, 10 mm starke, aufgenietete Blechplatten gesichert. Die Querträgerhöhe verringert sich nach den Anschlußstellen an die Hauptträger. Der Abstand der Hauptträger ist 3,5 m von Achse zu Achse. Wegen des Winddrucks allein beträgt nach den Angaben in Kap. VII, § 17, S. 130 der Abstand, bei welchem eben noch Gleichgewicht möglich wäre, $\min e = 2,44$ m. Mit Rücksicht auf die Kurve und den nötigen Überschufs an Sicherheit erscheint das gewählte Maß als angemessen. Die Hauptträger sind Parallelträger von 5 m Berechnungshöhe, in 10 Felder à 4,0 m Länge geteilt. Das Fachwerk ist ein einfaches, einteiliges mit Pfosten und nach der Mitte zu fallenden Diagonalen; die mittelsten vier Felder weisen Gegendiagonalen auf, sodaß die Diagonalen sämtlich nur auf Zug, die Pfosten nur auf Druck beansprucht werden. Die letzteren haben Blechträgerquerschnitt. Die Gurtungen bestehen aus je vier Winkleisen und zwei Vertikalblechen; der Querschnitt ist π -förmig. Die Bildung der Knotenpunkte erfolgt nach den Angaben in § 19 durch beiderseits auf die Vertikalbleche gelegte Knotenbleche, s. F. 14 bis 17. Abwechselnd werden in dem einen Knotenpunkte zwei Winkleisen, im anderen zwei Winkleisen und beide Vertikalbleche gestoßen. Als Stofsbleche für die Vertikalbleche

dienen die Knotenbleche; für die Winkeleisen, von denen entweder nur die beiden oberen oder nur die beiden unteren gestoßen werden, hat man besondere \sqcup -förmig gebogene Bleche angeordnet, welche die Winkeleisen stoßen (F. 14, 15, 17). Die Brücke ist mustergiltig konstruiert, insbesondere ist die Art beachtenswert, wie die Schwierigkeiten gelöst sind, welche sich aus der gekrümmten Lage der Bahnachse ergaben.

3. *Brücke über den Main bei Wertheim. T. XI. (Konstruiert und ausgeführt von Gerber.) Straßenbrücke und Eisenbahnbrücke nebeneinander, doch ohne Verbindung. Schiefe Brücke. Die Stützweite der Eisenbahnbrücke beträgt 67,9 m, diejenige der Straßenbrücke 67,7 m. Jede der beiden Brücken hat zwei Hauptträger, deren untere Gurtungen gerade, deren obere Gurtungen gekrümmt sind. Die mittleren Felder sind sämtlich je 4,8 m weit, die durch die Schiefe bedingten Unregelmäßigkeiten sind in die Endfelder gelegt; die beiden zu derselben Brücke gehörigen Hauptträger sind einander gleich. Je zwei einander gegenüberliegende Pfosten desselben Querschnitts haben gleiche Höhe, sodass die oberen Querriegel wagrecht sind, s. F. 4 u. 5. Der mittlere Trägereil hat parallele Gurtungen. Berechnungshöhe ist 8 m; die Höhen sind weiter so gewählt, daß alle Knotenpunkte der oberen Gurtung eine Querverbindung über der Fahrbahn zulassen. Die Füllungsstäbe sind nach dem System des gleichschenkeligen Dreiecks angeordnet (Netzwerk); damit aber die Knotenpunkte, also auch die Querträgerpunkte nicht zu weit voneinander entfernt liegen, sind in den Mitten der großen, 9,6 m weiten Felder Querträger angebracht, welche durch lotrechte Zugstäbe ihre Lasten auf die Knotenpunkte der oberen Gurtung übertragen (Knotenpunkte 3, 5, 7, 9, 11, 13 der Figur 1). Die in den Knotenpunkten 2, 4, 6, 8, 10, 12 angeordneten Vertikalstäbe sind im System spannungslos, dienen aber zur Herstellung des Querverbandes und zur Verkürzung der freien Länge der gedrückten Stäbe der oberen Gurtung; auch wird das Ansehen des Trägers durch dieselben ein schöneres. Die in halber Höhe durchgeführten Stäbe sollen wohl nur die freie Länge der auf Druck beanspruchten Teile verringern. Die Diagonalen werden zum Teil sowohl auf Zug, wie auf Druck beansprucht.

Besonders beachtenswert ist die Ausbildung der Knotenpunkte, welche wirkliche Gelenk-Knotenpunkte sind. Die einzelnen Stäbe übertragen ihre Zug- bzw. Druckspannungen auf sogenannte Gelenkbolzen, welche möglichst kurz und mit möglichst geringem Durchmesser konstruiert sein müssen; ersteres, um einen genauen Anschluß der Bolzen an die Lochwandungen auf die ganze Länge zu erreichen und die Biegebungsbeanspruchungen im Bolzen zu verringern, letzteres, um eine wirkliche Beweglichkeit der Stäbe zu ermöglichen. Bei großem Bolzendurchmesser wird das Moment des Reibungswiderstandes am Bolzenumfang so groß, daß eine Drehung der Stäbe nicht eintritt. Aus diesen Gründen sind die Verbindungen in die Mittelebenen der Träger zusammengelegt. Die Bolzen werden mit schwachem Kegel von 1:100 genau abgedreht und scharf passend in die mit demselben Konus versehene Lochung eingesetzt. Die Gurtungen haben durchweg kreuzförmigen Querschnitt; sie bestehen aus vier Winkeleisen nebst je nach Bedarf lotrechten und wagrechten Flacheisen. Die Stabenden sind so konstruiert, daß die in den Stäben vorhandenen Spannungen entweder direkt oder mit Hilfe eines Knotenbleches auf den im Schnittpunkte der Stabachsen angebrachten Centralbolzen übertragen werden. Das Prinzip beim Anschluß der Gurtungsstäbe ist folgendes: Der Centralbolzen geht nur durch die Vertikalplatten der Gurtungsstäbe, die Winkeleisen der letzteren hören deshalb so zeitig auf, daß sie der Anbringung des Bolzens nicht hinderlich sind. Der Querschnittsteil, welchen die Winkeleisen beitragen, wird durch aufgelegte Vertikalbleche ersetzt, wodurch zugleich der Lokaldruck an der Lochlaibung verringert wird. Die Vertikalbleche des einen Gurtstabes bleiben an ihrer Stelle, während diejenigen des anschließenden Gurtstabes im Grundriß um soviel nach innen oder außen versetzt werden müssen, daß beide Stabenden miteinander ein Scharnier bilden können. Das geschieht durch besondere, aufgelegte Bleche, s. F. 18. Dazwischen setzen sich die Diagonalen-Enden. In F. 13 sind an den Centralbolzen direkt nur der eine (linke) Gurtstab und der rechte Gurtstab, letzterer mittels des Knotenbleches angeschlossen. Aus dieser Figur ist deutlich ersichtlich, wie das 400.28 mm starke Flacheisen des rechtsseitigen Gurtstabes durch die beiden 18 mm starken Knotenbleche und zwei aufgenietete Vertikalbleche ersetzt und wie das Gelenk gebildet ist; der linksseitige Gurtstab dagegen besteht am Bolzen aus drei Teilen, einem mittleren und zwei äußeren; zwischen diese reichen die beiden Teile, in welche das Ende des rechten Gurtstabes zerspaltet ist. Die beiden Diagonalen sind hier an den Knotenpunkten nicht genau im Schnittpunkt der Stabachsen liegen, der Fehler, welcher dadurch gemacht wird, daß die Drehblech darf natürlich nur mit einem Stabe fest verbunden sein (hier mit dem rechtsseitigen Gurtstab; der Pfosten in F. 13 ist im System spannungslos, kann also fest verbunden sein). Seitlich vom Centralbolzen sind zwischen die Gurtungswinkeleisen wagrechte Flacheisen derartig eingeschaltet, daß die im Knotenpunkte zusammentreffenden Gurtungsstäbe noch weiter miteinander verbunden und dadurch normal zur

Trägerebene versteift werden, ohne daß die Beweglichkeit der Verbindung in der Trägerebene merklich beeinträchtigt wird (F. 13, 18, 19). Diese seitlichen Flacheisen, welche für die sehr flachen Bolzenköpfe ausgeschnitten sind, sollen etwaige nicht ganz symmetrisch zur Trägerebene wirkende Spannungen unschädlich übertragen und Winddiagonalen, Querträger u. s. w. aufnehmen. In ähnlicher Weise wie F. 13 und 18 sind auch die Auflagerknotenpunkte (F. 3) konstruiert. Auf die Verbindung der Pfosten mit oberer und unterer Gurtung, s. F. 7 u. 8, möge noch besonders hingewiesen werden.

Die Längsträger zweiter Ordnung sind sowohl bei der Eisenbahnbrücke wie bei der Straßenbrücke durch Bolzen an die Querträger angeschlossen, sodaß also Einspannungsmomente an den Enden dieser Längsträger nicht auftreten (F. 10). Die Fahrbahndecke der Straßenbrücke ist Schotter, die Fahrbahntafel wird durch Belageisen gebildet. Dieselben liegen in 30 cm Mittenentfernung quer über den Längsträgern zweiter Ordnung, deren Abstand 2,0 m beträgt. Damit bei jeder Belastung eine größere Zahl Belageisen gleichzeitig gebogen wird und so zum Tragen kommt, sind sie in der Mitte der freien Weite durch besondere Längsträger (F. 8) miteinander verbunden; dieselben bestehen aus zwei Winkelleisen über und zwei Winkelleisen unter den Belageisen, welche vier Winkelleisen durch entsprechend geformte zwischengelegte Blechstücke miteinander in Verbindung gebracht sind. Die Fußwege haben Steinplatten auf Walzbalken. Zwischen Fahrweg und Fußweg ist jederseits ein durchlaufender Schlitz zur Abführung des Tagewassers.

4. Die Donaukanal-Brücke bei Wien⁵¹⁾, s. T. XII, F. 1 bis 13. Die Donau-Ufer-Bahn überschreitet nächst Nufsdorf bei Wien den Donaukanal und die beiderseitigen Quais mit Hilfe einer Brücke, welche drei Öffnungen besitzt, deren Lichtweiten, in der Richtung der Brückenachse gemessen, bzw. 24,3, 86,18 und 22,9 m betragen. Die Widerlager sind parallel zum Stromstrich des Donaukanals gestellt, die Brücke selbst ist schief angeordnet und zwar haben die Kanalbrücke und die linksseitige Quailbrücke (in F. 1, T. XII sind rechts und links vertauscht) einen Schnittwinkel von 40°, die rechtsseitige Quailbrücke einen solchen von 43 Grad. In der letzteren liegt die Gleisachse in einem Bogen von 183 m Halbmesser, während sie sonst geradlinig ist.

Die Quailbrücken haben Parallelträger. Die Hauptöffnung ist durch einen Halbparallelträger (Halbparabelträger) von 89,9 m Weite überspannt, dessen Endständer in Übereinstimmung mit der Höhe der anschließenden Parallelträger eine Höhe von 3,4 m haben, während die Brücke in der Mitte 11,5 m hoch ist. Die oberen Knotenpunkte liegen auf einem Kreisbogen von 126,5 m Halbmesser, mit welcher Anordnung der Vorteil verbunden ist, daß die Gurtstäbe in allen oberen Knotenpunkten um den gleichen Winkel abzubiegen sind. Die verwendeten Querschnitte der Gurte, der Vertikalen und der Diagonalen sind in den Figuren 3, 4 und 6 dargestellt. Bezüglich der Materialverteilung in den Gurten (F. 2) ist zu bemerken, daß die Stehbleche, das erste Gurtdeckblech und die sie verbindenden Winkelleisen in der Nähe jedes Knotenpunktes gestoßen sind; daher konnten aus diesen Teilen schon in der Werkstätte steife Balken in der Länge der Knotenweiten gebildet werden, was die Montierungsarbeiten an der Baustelle wesentlich erleichterte. Auch die Stöße der übrigen Gurtbestandteile sind den Knotenpunkten möglichst nahe gerückt, dabei ist bei indirekter Stoßdeckung stets eine Vermehrung der Nietanzahl durchgeführt; hierdurch entstanden sehr lange Decklamellen. Die Figuren 8 bis 13 bringen Einzelheiten des Querschnitts, des Endabschlusses und der Knotenpunkte.

Die schiefe Lage der Brücke führte zu besonderen Anordnungen an den Trägerenden. Auf den Landpfeilern und dem rechtsseitigen Zwischenpfeiler wurden die Schwellenträger auf das Mauerwerk aufgelagert. Auf dem linken Zwischenpfeiler, woselbst die festen Lager sich befinden, überbrücken die Längsträger die Lücke zwischen den zwei aufeinanderfolgenden Überbauten, an deren Fahrbahngerippe sie derart angeschlossen sind, daß sie sich ungehindert durchbiegen können. In der linksseitigen Quailbrücke folgen die Schwellenträger dem Bogen durch eine im Grundriß stufenförmige Anordnung.

5. Brücke über den Bahnhof Wien der Kaiserin Elisabeth-Westbahn, s. T. XII, F. 14 bis 21 und T. XV, F. 5 u. 6. Die Brückenachse liegt senkrecht zu den Hauptverkehrsgleisen, die Widerlager sind parallel zu diesen Gleisen angeordnet; ihr Abstand beträgt in der Höhe der Schienenoberkante 115,844 m, in der Höhe der Pfeilerkronen 116,634 m. In diesen Raum sind zwei Steinpfeiler errichtet, von denen der rechtsseitige an die Grenze der Magazin-Zufahrtsstraße gestellt ist. Die zwischen ihm und dem linksseitigen Widerlager verbleibende lichte Weite von 94,824 m ist durch den zweiten Zwischenpfeiler in zwei gleiche Felder geteilt. Die zwei großen Spannweiten sind durch Halbparabelträger, die kleine Öffnung ist durch einen Parallelträger überbrückt.

⁵¹⁾ L. Hufs. Die Donau-Ufer-Bahn in Wien. Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1878.

Die Unterkante der Konstruktion liegt im Minimum 5,057 m, die Fahrhahnoberfläche am linken Widerlager 6,322 m über Schienenoberkante des Bahnhofs. Die Fahrbahn steigt gegen das rechte Brückenende um 31 cm an, wodurch das für die Entwässerung erforderliche Längsgefälle erzielt wird. Die Fahrbahn ist 7,6 m breit und mit Holzstöckeln gepflastert; außerhalb der Hauptträger liegen auf Konsolen Fußwege von je 2 m Breite.

Die Berechnung der Hauptträger ist für eine Belastung von 400 kg f. d. qm durchgeführt, jene der Fahrbahnteile für die ihnen gefährlichsten Stellungen eines vierräderigen Lastwagens von 3,8 m Radstand und 8,7 t Achsdruck. Die zulässige Inanspruchnahme ist für die den Stößen unmittelbar ausgesetzten Konstruktionsteile mit 800, für die übrigen mit 1000 kg f. d. qcm angenommen.

6. *Der Nidda-Viadukt bei Assenheim, s. T. XIV, F. 1 bis 8.⁵²⁾ Die Eisenbahn von Friedberg nach Hanau überschreitet nahe bei der Stadt Assenheim das Thal der Nidda, eines Nebenflusses des Mains, in einer Höhe von rund 22 m über dem mittleren Wasserstande des Flusses; sie liegt in einer Steigung von 1:400. Auf Grund sorgfältiger Voruntersuchungen wurde beschlossen, einen Viadukt zu erbauen, den Öffnungen desselben 30 bis 33 m Stützweite zu geben und eiserne Pfeiler auf steinernem Unterbau anzuwenden. Es wurden neun Öffnungen angeordnet, vergl. F. 1. Die Pfeiler wurden für zwei Gleise bemessen, der Überbau zunächst nur für ein Gleis ausgeführt.

Die eisernen Pfeiler des Bauwerks sind in Kap. XV, S. 61 ausführlich besprochen; hier sei nur bemerkt, daß ihre Säulenköpfe durch zwei normal zur Bahnachse liegende, doppelte Blechträger gefast werden, auf welchen drei Gruppen von Querträgern zur Bildung des Auflagers für den Überbau befestigt sind. Die Hauptträger sind Fischbauchträger; die untere Gurtung ist nach einem Kreisbogen gebildet, dessen Radius gleich der Stützweite (32,5 m) ist. Die Gurtungen sind T-förmig und bestehen aus einem doppelten Stehblech, einer Deckplatte und zwei Winkelleisen (F. 2, 6, 7). Die Diagonalen des Netzwerks sind aus zwei \square -Eisen konstruiert, zwischen welche in Rücksicht auf den Druck, den sie stellenweise erleiden, ein leichtes \square -Eisen gelegt ist (F. 5, Schnitt *cd*).

Als Quer- und Längsverband sind, außer den Querträgern und den die unteren Gurtungen verbindenden T-förmigen Querriegeln, gekreuzte Diagonalen vorhanden, die in der Ebene der oberen Gurtung aus Flacheisen, in der Fläche der unteren Gurtung aus leichten Winkelleisen bestehen (F. 8). In den Ebenen der mittleren Netzwerkstäbe sind außerdem noch je zwei gekreuzte Zuganker aus Rundeisen angebracht (F. 5, 6, 7).

Die Hauptträger liegen in 2,80 m Mittenentfernung und tragen an jeder Seite Konsolen, auf welchen die Fußwege ruhen; oberhalb der Pfeiler sind die letzteren zu Ausweicheplätzen erweitert (F. 2 bzw. F. 3, rechts). Der Endknotenpunkt (Schnabel) ist in F. 4 dargestellt.

Bei Ermittlung der Maximalspannungen im Überbau sind Einzellasten in Betracht gezogen und es ist ein Zug angenommen, welcher aus Lokomotiven mit 13 t Triebachsen- und 9 t Tenderachsen-Pressung besteht. Als zulässige Spannungen f. d. qcm wurden angenommen:

- für die untere Gurtung, welche nur Zug erleidet, rund 700 kg,
- für die obere Gurtung, welche nur Druck erleidet, rund 650 kg,
- für die Netzwerkstäbe, welche wechselweise Zug und Druck erleiden, rund 600 kg.

Das Gewicht des Überbaues einer Öffnung beträgt 45 960 kg.

Das Bauwerk wurde i. J. 1881 dem Betriebe übergeben.

7. *Straßenbrücke über die Oder bei Kosel, s. T. XIV, F. 9 bis 16. Die Brücke hat drei Öffnungen mit 28,78, 28,54 und 28,78 m Lichtweite in Höhe der Konstruktionsunterkante und 30 m Stützweite aller Hauptträger. Diese Stützweite ist in acht gleich große Felder von je 3,75 m Weite eingeteilt. Die Fahrbahn liegt unten; die Breite derselben ist 5 m, die Gesamtbreite der Brücke zwischen den Geländern der Fußwege 10,85 m. Die Hauptträger schneiden in die Fußwege ein, sodaß diese letzteren teils zwischen den Hauptträgern (auf 0,9 m Breite), teils mit 1,5 m Breite außerhalb derselben auf Konsolen liegen. Von dem ersten Teile kann nicht die ganze Breite als nutzbar angenommen werden, weil die zur Versteifung des Querschnittes dienenden Dreieckbleche hineinreichen, s. F. 11. Die Teilung der Fußwege in vorbeschriebener Weise ist zweckmäßig; die Passanten können den ihnen bequemeren Weg, sei es zwischen den Hauptträgern oder außerhalb derselben, wählen; ein Querverkehr ist demnach möglich; ferner sind die Hauptträger vor Beschädigungen durch Fuhrwerke und Pferde geschützt und die Querträger werden nicht übermäßig lang und schwer.

Die Hauptträger haben geraden Untergurt und nach der Schwedler-Form gekrümmten Obergurt; demnach waren nur in den beiden mittelsten Feldern Gegendiagonalen vorzusehen. Die Querschnitte

⁵²⁾ Der Viadukt über das Thal der Nidda bei Assenheim. Centralbl. d. Bauverw. 1882, S. 72.

der Gurtungen sind H-förmig (F. 15). Die obere Gurtung besteht aus vier inneren Winkeleisen, zwei Vertikalplatten und vier äußeren Winkeleisen. Zwischen den wagrechten Schenkeln der inneren Winkeleisen ist ein 2 cm starker Zwischenraum, in welchen an jedem Knotenpunkte Blech, zwischen den Knotenpunkten Flacheisengitterwerk gelegt ist; ebenso sind zwischen den lotrechten Schenkeln der inneren Winkeleisen und den Vertikalplatten 1,3 cm starke Zwischenräume, in welche die Knotenbleche eingelegt werden. Die Vertikalplatten des Obergurtes werden in allen Knotenpunkten gestosfen, doch reichen sie nicht bis zum idealen Knotenpunkt, hören vielmehr so zeitig auf, daß ein Vertikalblech eingelegt werden konnte, welches den Stofs der vertikalen Schenkel der äußeren Winkeleisen vermittelt (eventuell auch denjenigen der vertikalen Schenkel der inneren Winkeleisen, dieses freilich nur mittels indirekten Stosfes). Die horizontalen Schenkel der Winkeleisen werden durch aufgelegte horizontale Bleche gestosfen, s. F. 15 u. 12. Querschnittsform und Stofsweise ist derjenigen bei der kurzen Oder-Brücke zu Breslau nachgebildet (Zeitschr. f. Bauw. 1868). Die untere Gurtung ist der oberen ähnlich; es fehlen die vier äußeren Winkeleisen und zwischen die wagrechten Schenkel der inneren Winkeleisen ist ein durchgehendes Blech gelegt. Dasselbe besteht auf die ganze Länge aus zwei Teilen, die durch einen 9 mm breiten Schlitz getrennt sind (des Wasserabflusses wegen). Knotenbleche wie bei der oberen Gurtung; Stofs des eingelegten Horizontalbleches durch beiderseits aufgelegte Laschen, über welche die Gurtungswinkeleisen hinweggekröpft sind. Die aus vier Winkeleisen mit Flacheisengitterwerk bestehenden Pfosten sind in sehr zweckmäßiger Weise aufsen an die Knotenbleche genietet, wodurch sie gegen seitliche Beanspruchungen sehr wirksam werden und eine gute, ganz eigenartige Befestigung der Querträger an der unteren Gurtung ermöglichen (F. 11). Auflagerknotenpunkte nebst festem und beweglichem Auflager zeigen die Figuren 12 u. 13.

Es sind keine Endquerträger angeordnet, sondern die Längsträger zweiter Ordnung besonders aufgelagert. Das Fahrbahngerippe ist aus Querträgern (Blechträgern), Längsträgern zweiter Ordnung und Querträgern zweiter Ordnung (Walzbalken) hergestellt; auf diese Weise sind, abgesehen von den Stellen nahe an den Auflagern, quadratische Felder von 1,25 m Seitenlänge geschaffen, welche durch 6 mm starke Buckelplatten überdeckt sind. An den tiefsten Stellen derselben sind Löcher für den Abfluß des Wassers; über den Mittelpfeilern befinden sich 10 mm starke Dilatationsplatten. Die Fahrbahndecke ist aus Pflaster hergestellt, mit $\frac{1}{40}$ Quergefälle; ein Längsgefälle ist nicht vorhanden. Die Fußwege haben 8 cm starke Bohlen auf Querbalken; Abführung des Tagewassers zwischen Fahrbahn und Fußweg durch eine 63 mm hohe Längsrinne, s. F. 11.

8. *Die Straßsen- und Eisenbahnbrücke über die Weichsel bei Thorn⁵³⁾, s. T. XV, F. 13^a bis 13^c. Die Lage und die allgemeine Anordnung dieser Brücke sind im ersten Kapitel, S. 56 besprochen. Tafel III der ersten Abteilung bringt Längenprofil und Situation derselben, ferner eine Situation der Nebenanlagen, einen Grundriß des rechtsseitigen Brücken-Portales u. s. w. Hier soll auf einige Eigentümlichkeiten des Überbaues aufmerksam gemacht werden, insoweit dies zum Verständnis der Zeichnungen auf Tafel XV dienlich ist.

Der Überbau der fünf 94,16 m weiten Hauptöffnungen zeigt tiefliegende Fahrbahnen und zwei in 11,54 m Mittenentfernung angeordnete Hauptträger. Die untere Gurtung derselben ist geradlinig, die obere folgt einem in eine Ellipse eingeschriebenen Polygon. Die Berechnungshöhen der Hauptträger sind in der Mitte und an den Enden bzw. 14,12 m und 6,28 m. Es ist doppeltes Fachwerk angeordnet. Der Querschnitt der oberen Gurtung ist im allgemeinen H-förmig (F. 13^c). Um aber in der Ecke zwischen den Endständern und der oberen Gurtung den Anschluß der daselbst zusammentreffenden Diagonalen zweckmäßiger zu gestalten, ist in den beiden Endfeldern die untere Hälfte des daselbst angemessen verstärkten Gurtungsquerschnittes von der oberen Hälfte getrennt und so nach dem Endständer geführt (F. 13^a).

Der Querschnitt der unteren Gurtung ist demjenigen der oberen ähnlich. Die Querträger sind vollwandig. Zur Unterstützung der Fußwege, welche sich an jeder Seite der Brücke befinden, sind neben jedem Querträger Konsolen angeordnet, deren Enden von der Mitte des benachbarten Hauptträgers nur 0,94 m Abstand haben (F. 13^b). Die Enden der Konsolen sind miteinander durch eine vertikale Blechplatte verbunden, welche mit Winkeleisen gesäumt ist. Auf dieser ruhen weiter vorspringende I-Eisen, welche den Bohlenbelag der Fußwege aufnehmen, aber in F. 13^c nicht gezeichnet sind.

Elf Flutöffnungen, welche sich an die Strombrücke anschließen, haben mäßige Spannweiten und Parallelträger; das Fachwerk ist ein einfaches mit gekreuzten Diagonalen. Die Brückenachse liegt hier

⁵³⁾ Die Eisenbahnbrücke über die Weichsel bei Thorn. (Nach amtlichen Quellen.) Zeitschr. f. Bauw. 1876, S. 35 u. 197. Im Text sind besprochen: Die Lage der Brücke, die allgemeine Disposition der Bauausführung, der Unterbau, die neben der Brücke hergestellten Mastenkrane und der eiserne Überbau, letzterer sehr eingehend. Es sind 15 größere und mehrere kleinere Tafeln beigegeben.

in einer Kurve, die Pfeiler wurden aber der Mehrzahl nach nicht radial, sondern nach der Richtung des Stromes gestellt, wodurch verschiedenartige schiefe Anschlüsse entstanden sind. Über die betreffenden Anordnungen haben wir auf S. 496 Andeutungen gemacht.

Die Weichsel-Brücke bei Thorn wurde in den Jahren 1870—1873 ausgeführt. Die Entwürfe zu dem eisernen Überbau sind unter Schwedlers, diejenigen zu den Brücken-Portalen unter Stracks Leitung ausgearbeitet.

§ 30. Amerikanische Brücken mit Einzelträgern.

1. *Die Blair Crossing-Brücke über den Missouri⁵⁴⁾, s. T. XVII, F. 15 bis 19. Die Blair Crossing-Brücke liegt in einer Eisenbahn von mäßiger Länge, welche zwei auf beiden Seiten des Missouri befindliche Linien miteinander verbindet. Sie ist von dem Ingenieur George S. Morison erbaut und im Jahre 1883 dem Betriebe übergeben. Es sind drei Hauptöffnungen von je 100,65 m Stützweite angeordnet und zur Vermittelung des Anschlusses der benachbarten Dämme zu jeder Seite eine Nebenöffnung; diese Nebenöffnungen wurden anfangs beide mit 33,55 m Stützweite ausgeführt, später trat eine Änderung ein, von welcher weiter unten die Rede ist. Die Fahrbahn liegt 15,25 m über gewöhnlichem Hochwasser. Man vergleiche T. XVII, F. 15.

Die Hauptöffnungen haben tiefliegende Bahn; die Hauptträger sind Parallelträger, ihre Höhe beträgt 13,42 m von Bolzenmitte zu Bolzenmitte, ihre horizontale Mittenentfernung 6,10 m. Sie sind in 15 Felder von je 6,71 m Länge eingeteilt, das Fachwerk ist ein doppeltes. Die oberen Gurtungen, die schräg stehenden Endpfosten, die Walzen der Lager nebst ihren Platten, in den neun mittleren Feldern auch die mit Augen versehenen Stäbe der unteren Gurtung sind von Stahl, die auf den Pfeilern ruhenden massigen Unterlagsplatten, die Unterlagsscheiben und einige sparsam angebrachte Verzierungen sind von Gußeisen, die übrigen Teile von Schweifseisen. F. 19 bringt charakteristische Einzelheiten des Überbaues, in der Originalmitteilung sind denselben zwei große Tafeln gewidmet.

Bei der Berechnung wurde die Verkehrslast im allgemeinen zu 4500 kg für den laufenden Meter angenommen, für die Fachwerksstäbe und das Fahrbahngerippe aber zu 7500 kg (abgerundete Zahlen). Der obere Quer- und Längsverband ist für eine Windpressung von 450 kg, der untere für eine solche von 750 kg f. d. lfd. m berechnet.

Die Querträger sind mit den vertikalen Druckstäben vernietet (F. 19^d), zwischen ihnen wurden in 2,745 m Mittenentfernung Längsträger zweiter Ordnung in derselben Weise befestigt. Die letzteren tragen 23 . 23 cm starke eichene Querschwellen, die größtenteils 3,66 m lang und in 38 cm Mittenentfernung verlegt sind. Der Oberbau ist aus Stahlschienen gebildet, welche 27,25 kg f. d. lfd. m wiegen. Zwischen den Schienen und in 15 cm Abstand von denselben liegen zwei Stränge aus kräftigen, mit jeder Querschwelle verbolzten Winkleisen zur Führung entgleister Räder. Außerhalb der Schienen sind 25 . 25 cm starke Langschwellen in 3,41 m Mittenentfernung gelegt, welche gleichen Zwecken wie die Winkleisen zu dienen scheinen. An den Außenseiten der Langschwellen befinden sich zwei schmale, mit Bohlen belegte Fußwege; sie sind durch ein leichtes Geländer begrenzt, dessen Handläufer durch ein Drahtseil gebildet wird.

Bei der Ausführung hat sich als das Gewicht einer Hauptöffnung ergeben:

Stahl	134000 kg
Schweifseisen	219000 „
Gußeisen	8700 „
zusammen	361700 kg.

Sämtliche Einzelheiten des Überbaues sind von dem Oberingenieur Morison entworfen; die Vergabung erfolgte somit auf Grund vollständiger Werkzeichnungen. Den Zuschlag erhielt die Keystone Bridge Co., welche das niedrigste Angebot gemacht hatte.

Die Abmessungen der durchweg mit Cementmörtel gemauerten Mittelpfeiler sind sehr eingeschränkt; ihre Kopffläche hat nur 2,38 m Breite und 10,7 m Länge, letzteres einschließlich der abgerundeten Vorköpfe. An die Mittelpfeiler schließen sich die beiden Nebenöffnungen; bei diesen liegt die Bahn oben, sie haben also „deck spans“, die Hauptöffnungen dagegen „through spans“. Die Hauptträger der (in F. 15 nicht gezeichneten) östlichen Öffnung haben 33,55 m Stützweite, sie werden an der Dammseite durch zwei ausbetonierte Röhrenpfeiler gestützt, welche fast vollständig von Erde umgeben sind und ihrerseits auf Pfählen ruhen.

⁵⁴⁾ The Blair Crossing Bridge, U. S. A., Mr. George S. Morison, Chief Engineer. Engng. 1887, Sept., S. 250, 304, 367. — Nouv. ann. de la constr. 1887, S. 90.

Die Konstruktionen für die westliche Nebenöffnung waren ursprünglich ebenso. Weil aber die Dammschüttung sich hier stark setzte und die Röhrenpfeiler in Mitleidenschaft zog, so wurde zwei Jahre nach der Betriebseröffnung in 20,5 m Abstand von jenen ein Betonblock in die Dammschüttung eingebaut (Länge 7,3 m, Breite 3,65 m, Höhe 1,83 m), ferner wurde ein Überbau von angemessener Stützweite (53,68 m) beschafft und eingewechselt, während die kürzere anderweitige Verwendung fand. Jener Betonblock, auf welchem die Lager durch Vermittelung von Holzschwellen (F. 16) ruhen, ist in F. 15 durch ein kleines Rechteck angedeutet. Die Figuren 16 bis 18 bringen Details der eingewechselten Hauptträger.

Die Eisengewichte der Überbauten der Nebenöffnungen sind (kg):

	Stützweite 33,55 m	Stützweite 53,68 m
Stahl	2260	3060
Schweißisen	50200	108000
Gußisen	4060	1960
zusammen	56520*)	113020

*) Das Gewicht des Mantels der Röhrenpfeiler dürfte hierin mit enthalten sein.

Bei der Ausführung hatte man mit mancherlei Schwierigkeiten zu kämpfen, welche teils durch schlechten Baugrund, teils durch den Umstand veranlaßt wurden, daß vor Beginn des Baues eine Festlegung des Strombettes durch umfangreiche Wasserbauten bewerkstelligt werden mußte. In beiden Brückenrampen kamen hölzerne Gerüstbrücken zur Anwendung; sie wurden aber schon in den beiden ersten Jahren des Betriebes durch Dammschüttung ersetzt.

Die Kosten der Brücke sind:

Unterbau	952000 M.
Überbau	865000 „
zusammen	1817000 M.

2. *Brücke über den Big Warrior Fluß⁵⁵⁾, s. T. XVII, F. 20 bis 22. Die eingleisige Bahn von Memphis nach Birmingham kreuzt den Big Warrior Fluß in der Nähe von Cordova, Alabama. Die betreffende Brücke hat eine kleinere Öffnung von 46 m und eine größere von nahezu 91 m Weite; der Überbau der ersteren ist gewöhnlicher Art, der auf unserer Tafel dargestellte Überbau der letzteren dagegen ist charakteristisch für die neuere amerikanische Konstruktionsweise; bei beiden liegt die Fahrbahn unten. Die genannte Eisenbahn verbindet den Westen und Nordwesten von Alabama mit den Kohlen- und Eisen-Distrikten im Norden dieses Staates; hieraus ergaben sich schwere Güterzüge, es wurde somit erforderlich, die Brücke sehr standfest zu konstruieren.

Die Hauptträger haben in der Mitte eine verhältnismäßig bedeutende Höhe (F. 20), nach den Enden hin wird die Höhe behufs Ersparung von Material nach Art des Schwedler-Trägers kleiner und kleiner. Bei der Anordnung des Fachwerks, dessen Druckstäbe und Zugstäbe in der schematischen Ansicht durch doppelte bzw. durch einfache Linien markiert sind, hat man auf die Herstellung großer Dreiecke in eigenartiger Weise Bedacht genommen. Eine im wesentlichen horizontale Verbindungsstange, welche zwischen der dritten und der neunten Vertikale in der Höhenmitte der Hauptträger eingeschaltet ist, soll ein Zittern der langen Druckstäbe verhindern; Erhöhung ihrer Knickfestigkeit wurde durch diese Anordnung nicht beabsichtigt.

Die Querträger sind oberhalb der unteren Knotenpunkte mit den Vertikalen und die Längsträger zweiter Ordnung mit den Querträgern vernietet (F. 21° u. 22°); hierdurch ist das Fahrbanngerippe sehr steif gemacht, obwohl sich in den gezogenen Vertikalen oberhalb der Querträger ein Gelenk befindet (F. 22°). Der obere Querverband ist an den Enden der Brücke durch Gitterwerk gebildet, welches im Grundriß der F. 20 angedeutet ist, im übrigen aber durch Andreaskreuze, deren untere Querriegel in ein und denselben, durch das lichte Profil bedingten Höhe liegen (s. den schematischen Querschnitt F. 20, auch F. 21° u. 22°, rechts). Ein Längsverband ist oben und unten vorhanden. Man glaubt, daß diese Verbände bei den stärksten Wirbelwinden ausreichend sein werden. — Der Überbau ist ganz aus Walzeisen hergestellt.

Die Brücke, welche seitens der Phönix Bridge Co. projektiert und ausgeführt ist, bestand mit Erfolg unmittelbar nach Beseitigung der Montierungsgestelle, als in den oberen Knotenpunkten noch provisorische Schraubbolzen statt der Niete vorhanden waren, eine scharfe Probe, indem in diesem Zustande Eisenbahnzüge darüber geleitet werden mußten. Bei der Berechnung sind unter Zugrundelegung der Normen der genannten Gesellschaft als Verkehrslast zwei Lokomotiven von je 77,6 t einschl. Tender, gefolgt von einem nahezu 4,5 t f. d. lfd. m schweren Zuge angenommen.

⁵⁵⁾ Railway Bridge near Cordova, Alabama. Engineer 1888, Aug., S. 92.

Konstrukteur der Brücke ist Ingenieur J. Swain; ihre Vollendung hat im Herbst 1887 stattgefunden.

Die Originalmitteilung, deren Text in vorstehendem ziemlich vollständig wiedergegeben ist, bringt außer den auf T. XVII aufgenommenen Figuren eine perspektivische Ansicht der Brücke und eine größere Anzahl von Einzelheiten, in welche die Abmessungen der verwendeten Eisensorten eingetragen sind.

§ 31. Brücken mit kontinuierlichen Trägern.

1. Die Brücke über die Elbe bei Aufsig, s. T. XIII.

Allgemeine Anordnung. Die Elbe-Brücke bei Aufsig wurde im Jahre 1873 von der österr. Nordwestbahn erbaut; sie liegt in der Verbindung der Elbethal-Linie jener Bahngesellschaft mit der Aufsig-Teplitzer Eisenbahn und in unmittelbarer Nähe der Stadt Aufsig. Sie trägt ein Bahngleis, eine Straßenfahrbahn und einen Pfad für Fußgänger.

Mit Rücksicht auf die Höhenlage der am linken Flußufer zu überbrückenden Gleise der österr.-ungar. Staatseisenbahn-Gesellschaft wurde die Schwellenoberkante des wagrechten Bahngleises 17,75 m über den Niederwasserspiegel gelegt. Die Brücke übersetzt das Flußbett in senkrechter Richtung.

Die Gesamtlängsweite, zwischen den beiden Endpfeilern gemessen, beträgt 309,23 m, wovon auf die eigentliche Flußbrücke einschl. der beiden Trennungspfeiler 228,65 m und auf die an beiden Ufern anschließenden Überbrückungen der verschiedenen Wegverbindungen und der Gleise der österr.-ungar. Staatseisenbahn-Gesellschaft zusammen 80,58 m entfallen. Die beiden Trennungspfeiler der Flußbrücke sind mit Rücksicht auf die beiderseitig herzustellenden Straßentrampen festgelegt; die Gesamtweite zwischen denselben beträgt 219,65 m. Diese Weite wurde in drei nahezu gleiche Teile geteilt, weil der dem linken Ufer zunächst gelegene Flußpfeiler ganz aus dem Bereiche der Fahrwasserrinne liegen mußte. Auf diese Weise ergaben sich die Stützweiten für die mit einem kontinuierlichen Träger überspannten Flußöffnungen mit 73,9, 74,2, 73,9 m.

Für die vier kleinen Seitenöffnungen, von welchen drei am linken und eine am rechten Ufer an die Strombrücke anschließen, konnte die Einteilung so getroffen werden, daß die Überbrückungen mit gleichen Einzelträgern von 20,72 m Stützweite stattfinden. Man vergleiche F. 1 u. 2.

Strombrücke. Da die Strombrücke sowohl dem Bahn-, als auch dem Straßen- und Fußgänger-Verkehr zu dienen hat, so sind die Querträger des hochgelegenen Bahngleises zwischen die Obergurtungen und jene der Straßenfahrbahn zwischen die Untergurtungen der geraden Balkenträger gelegt worden, der Seitenpfad ist an der Außenseite der stromauf liegenden Tragwand befestigt (F. 4).

Die Tragwände besitzen, zwischen den wagrechten Schenkeln der Gurtwinkel gemessen, eine Höhe von 7,36 m; die Knotenweite des doppelten Fachwerkes der Tragwände ist $\frac{7,36}{2} = 3,68$ m. Die Entfernung der beiden Tragwände beträgt 5,5 m mit Rücksicht auf die vorgeschriebene Breite der Straße von 5,0. Die Holzquerschwellen des Bahngleises, sowie der Holzbelag der Straßenfahrbahn liegen auf Längsträgern, welche mit den in den Knotenpunkten angebrachten Querträgern verbunden sind. Die Querdielen des Seitenpfades liegen auf eisernen I-Trägern, welche auf den ebendasselbst befestigten Konsolen ruhen. Die Anordnungen für die Gurtungen, die Tragwandglieder, die End- und Mittelständer, die Quer- und Längsträger, die Windkreuz-Anschlüsse und die Wärmeausgleichs-Vorrichtungen sind aus den Figuren 3 bis 15 näher zu ersehen. Wie F. 3 zeigt, sind die Stehbleche und Gurtlamellen in verhältnismäßig geringen Längen verwendet; ferner sind, wie F. 11 beispielsweise vorführt, alle breiteren Zugbänder nicht in einem Stück ausgeführt, sondern an den Stellen, wo sie die lotrechten Ständer kreuzen, geteilt und verlascht. Diese Anordnungen, welche einen etwas größeren Eisenaufwand bedingen, mußten auf ausdrückliches Verlangen der Walzwerke zugestanden werden.

Der Berechnung des Tragwerkes wurden folgende Belastungen zu Grunde gelegt:

a. Eigenlast f. d. lfd. m

Gewicht des freiliegenden Tragwerkes	4 300 kg
„ „ Oberbaues und der Bedielung	520 „
„ der doppelten Brückenstreu und der Bedielung des Seitenpfades	580 „
zusammen Eigengewicht	5 400 kg.

b. Verkehrslast f. d. lfd. m

Belastung des Bahngleises	4 000 kg
„ der 5 m breiten Straßenfahrbahn	1 000 „
„ zweier Seitenpfade à 1,25 m breit	500 „
zusammen Verkehrslast	5 500 kg.

Die Belastung von 200 kg f. d. qm Straßenbahn und Seitenpfad wurde unter der Voraussetzung angenommen, es werde größtmögliche Bahn- und Straßenbelastung nicht gleichzeitig eintreten.

Bei der Berechnung der Straßenfahrabnteile wurde übrigens ein 10000 kg schweres Fuhrwerk und bei der Berechnung der Teile des Seitenpfades Menschengedränge von 400 kg f. d. qm zu Grunde gelegt. Für die Schwellenträger des Bahngleises wurde eine Verkehrslast von 8300 kg angenommen.

Die Tragwände wurden für eine Inanspruchnahme von 800 kg f. d. qm berechnet, bei den Schwellenträgern beträgt die Inanspruchnahme 450 kg, bei den Querträgern 590 kg; wogegen die Längsträger der Straßenfahrbahn unter der eben angegebenen Wagenbelastung mit 790 und die Querträger mit 760 kg f. d. qm beansprucht werden.

Die beweglichen Lager über den beiden Trennungspfeilern und einem Zwischenpfeiler sind als Stelzen-Kipplager, das feste Lager über dem anderen Zwischenpfeiler ist als einfaches Kipplager aus Stahl ausgeführt.

Die Straßenfahrbahn wird von einer doppelten Brückenstreu gebildet. Die untere Lage besitzt getränkte Hölzer von 10 cm Höhe und 17 cm Breite; dieselben liegen lose auf den Längsträgern und sind nur an den Enden durch angeschraubte Leisten, welche sich an die äußeren Längsträger anlegen, gegen Verschiebungen gesichert. Um das Austrocknen der Hölzer zu erleichtern, wurde zwischen je zwei derselben ein freier Raum von 1 cm belassen. Die obere Lage besteht aus Dielen von 6.18 cm Querschnitt; an ihren Enden sind ebenfalls Leisten aufgeschraubt oder aufgenagelt, welche an einzelnen Stellen mit der unteren Brückenstreu verbunden sind. Diese Befestigungsweise hat sich bewährt.

Das Gewicht des eisernen Tragwerkes setzt sich in folgender Weise zusammen:

1. Gurtungen	404 850 kg
2. End- und Mittelständer	37 990 „
3. Tragwand-Füllglieder	238 400 „
4. Quer- und Schwellenträger nebst Querverband für das Bahngleis	128 670 „
5. Fahrabnteile für die Straße	101 960 „
6. Konsolen und Längsträger für den Seitenpfad	23 860 „
7. Windverband oben und unten	49 170 „
8. Bahnabschlußgeländer	12 130 „
9. Straßen- und Weggeländer	20 780 „
10. Telegraphenständer und Wärmeausgleichs-Vorrichtungen	5 300 „
11. Lager	33 410 „

Gesamtgewicht an Guß- und Schweißeisen . . 1 056 520 kg.

Seitenöffnungen. Für die Tragwände der Seitenöffnungen ist Fachwerk mit Pfosten und gekrenzten Diagonalen verwendet. Die Stützweite von 20,72 m ist in 10 gleiche Knotenentfernungen geteilt, die Tragwände sind 4,5 m voneinander entfernt und 2,072 m hoch.

Die Gurtungen besitzen T-förmigen Querschnitt, die Diagonalen sind aus doppelten flachen Zugbändern und aus Druckstäben hergestellt, welche aus vier Winkeleisen bestehen. An den Vertikalständern der Knotenpunkte sind die Querträger der Fahrbahn, zwischen welche die Schwellenträger eingebaut sind, befestigt. Die Träger ruhen auf gußeisernen Gleitlagern.

Der Berechnung des Tragwerkes wurden folgende Belastungen zu Grunde gelegt:

a. Eigenlast f. d. lfd. m

Gewicht des eisernen Tragwerkes	1 350 kg
„ „ Oberbaues und der Bedielung	450 „
zusammen Eigengewicht	1 800 kg

b. Verkehrslast f. d. lfd. m 5 000 „

Unter diesen Belastungen tritt eine größte Beanspruchung von 640 kg bei den Gurtungen der Tragwände ein.

Das Gewicht der Eisenteile setzt sich für eine Öffnung in folgender Weise zusammen:

1. Gurtungen	10 220 kg
2. Endständer	960 „
3. Tragwand-Füllglieder	3 670 „
4. Vertikalständer und Querträger	8 530 „
5. Längsträger	2 580 „
6. Windkreuze	1 140 „
7. Lagerplatten	970 „

Gesamtgewicht für eine Öffnung . . 28 070 kg.

Der Entwurf und der Bau dieser Brücke wurde unter dem Baudirektor Wilhelm Hellwag und dem Ober-Inspektor Eduard Gerlich beschafft; die Anfertigung der Pläne des Tragwerks wurde durch den Ingenieur Johann Binder überwacht; die Ausarbeitung der Mauerwerks-Detailpläne und den Bau der Brücke leitete der Ober-Ingenieur Johann Buberl, welchem die Bauführung der Aufsiger Verbindungsbahn übertragen war.

2. *Der Viadukt im Thale Saint-Léger (Bahnstrecke Versailles-Poissy⁵⁰⁾, s. T. XX, F. 8 bis 16. Diese Thalbrücke liegt in der zweigleisigen äußeren Pariser Gürtelbahn in der Nähe von Saint Germain en Laye und ist in den Jahren 1877 bis 1880 erbaut. Die betreffende Bahnstrecke hat Neigungen von 10 bis 11⁰/₁₀₀, der Viadukt liegt in einem Gefälle von 10⁰/₁₀₀.

Die geologische Beschaffenheit des Thales bedingte eine sehr tiefe Fundamentierung der Mittelpfeiler (F. 16) und war derart, daß man für die Endpfeiler die in F. 8 angegebenen Stellen wählen mußte, um wenigstens für diese eine künstliche Fundamentierung zu vermeiden. Hieraus ergaben sich ansehnliche Spannweiten und weiter eine Gesamtlänge des Bauwerkes von 310,76 m.

An den linksseitigen Endpfeiler (F. 14) schloßen sich Erdkegel von 10,3 m, an den rechtsseitigen (F. 15) solche von 5 m Höhe an; der letztere ist wegen des daselbst stark ansteigenden Terrains nur an einer Stelle durchbrochen und in seinem unteren Teile eigenartig geformt, um die Horizontalkräfte mit Sicherheit aufzunehmen, welche von dem langen und geneigt liegenden Überbau ausgehen. Die Zeichnungen der beiden Endpfeiler führen die Mauerwerks-Aussparungen vor, welche zwischen den Parallelflügeln vorhanden sind, nicht minder die 0,80 m weiten Einsteigeschächte, durch welche man auf einen 0,70 m breiten Steg gelangt. Der letztere dient Unterhaltungszwecken und wird von den unteren Querringeln des Überbaues getragen.

Die Mittelpfeiler (F. 16) haben eine Kopffläche von 2,18.7,58 m; diese Abmessungen sind thunlichst und soweit eingeschränkt, wie es die Größe der Unterlagsplatten der Lager gestattete. (In F. 16 „Vertikalschnitt und Ansicht“ ist statt 7,58 zu setzen 7,58 + 2.0,35; 0,35 m ist Vorsprung der Auflagerquader.) Statt der sonst üblichen Minenkammern sind die Pfeiler mit je zwei 0,30 m weiten und 10 m tiefen cylindrischen Löchern versehen, in welche Blechbüchsen mit Pulver eingesetzt werden sollen, wenn eine Sprengung vorbereitet werden muß.

Die Pressungen, welche das Mauerwerk bzw. das Erdreich erleiden, betragen:

	Landpfeiler	Mittelpfeiler
Auflagerquader unterhalb der eisernen Lagerplatten	7,1—8,9	13,6—14,0 kg
Mauerwerk unter den Auflagerquadern	3,0—3,1	6,5— 6,6 „
Gewachsener Boden	3,2—3,4	6,3— 6,4 „

Der Überbau ist aus kontinuierlichen Gitterträgern gebildet (F. 10); die Lichtweiten der vier Öffnungen sind 56, 70, 70, 56 m, die Weiten der kleinen Öffnungen verhalten sich demnach zu den Weiten der großen wie 4:5. Als Trägershöhe wurde 5,6 m = $\frac{1}{10}$. 56 m angenommen. Unter jeder Schiene liegt ein Hauptträger (F. 11); infolge dieser Anordnung sind die aus je zwei Winkeleisen gebildeten Querringel und der sonstige Querverband sehr leicht ausgefallen. Die Gurtungen der Hauptträger sind T-förmig mit doppeltem Stehblech, die Gitterstäbe J-förmig profiliert. In die letzteren sind vertikale Winkeleisenstäbe eingefügt, welche die aus J-Eisen gebildeten Andreaskreuze des Querverbandes, die äußeren Konsolen u. s. w. aufnehmen. Die Endständer und die Ständer auf den Mittelpfeilern sind im wesentlichen aus 15 mm starken Blechen konstruiert. Bei Ausbildung der Einzelheiten hat man darauf Bedacht genommen, nur die im Handel gewöhnlich vorkommenden Eisensorten zu verwenden.

Die Abdeckung oder Tafel des Überbaues ist aus geriefelten Blechen von 8 mm Dicke, Riefen eingerechnet, hergestellt, welche an den Kanten mit den Lamellen der Gurtungen und den Querringeln vernietet sind. Ein Quadratmeter dieser Bleche wiegt etwa 50 kg; durch Anwendung derselben spart man den oberen Längsverband und erhält ein feuersicheres Bauwerk, sonstiger Vorteile nicht zu gedenken. Zwischen den unteren Gurtungen ist ein aus J-Eisen gebildeter Längsverband angebracht.

Die Konstruktion der Konsolen, welche die beiden äußeren Streifen der Brückentafel unterstützen, geht aus den Figuren 10, 11 und 12 hervor; in F. 10 sind dieselben durchschnitten gezeichnet. Das 1,19 m hohe Geländer, welches sich an sie anschließt, ist freitragend angeordnet, der laufende Meter desselben wiegt 125 kg. Die kleinen Konsolen J (F. 10 u. 12) dürften nur der Brückentafel wegen und nicht behufs Stützung des Geländers vorhanden sein.

⁵⁰⁾ Geoffroy. Notice sur la traversée du val Saint-Léger par le chemin de fer de grande ceinture de Paris. Viaduc métallique de 311 mètres de longueur avec piles en maçonnerie fondées à l'air comprimé à 32 mètres profondeur maxima. Ann. des ponts et chaussées 1882, II. S. 395—502.

Auf den drei Mittelpfeilern und dem linksseitigen Endpfeiler befinden sich Lager mit Walzen (0,15 m Durchmesser) und Justierungskeilen (F. 11 u. 13), die obersten Flächen der Lagerplatten haben die Neigung 1:100 erhalten. Der rechtsseitige Endpfeiler trägt feste Lager mit Justierungskeilen; ebendasselbst setzen sich die Gurtungen der vier Hauptträger hart gegen das Mauerwerk.

Die Berechnung der Hauptträger ist nach den von Bresse und Collignon gegebenen Regeln bewerkstelligt. Das Eigengewicht eines Trägers ist 856 kg f. d. lfd. m; auf dieselbe Einheit reduziert wiegen Konsolen, Verbände, Brückentafel, Oberbau u. s. w. 484 kg.

Die Baukosten haben betragen: für den laufenden Meter des Viadukts 4025 Frs. (3220 M.), für den Quadratmeter Ansichtsfläche desselben einschließlich der Fundamente 206 Frs. (164,8 M.), ausschließlich der letzteren 135 Frs. (108 M.).

Die Ausführung, bei welcher man mit Schwierigkeiten zu kämpfen hatte, ist in der Originalmitteilung ausführlich und gründlich besprochen.

§ 32. Brücken mit Kragträgern.

1. *Die Eisenbahnbrücke über die Warthe bei Posen⁵⁷⁾, s. T. XVIII, F. 7 bis 9 und T. XV, F. 12^{a bis f}. Die im Jahre 1875 vollendete Warthe-Brücke bei Posen liegt in der damals eingleisig erbauten Bahn von Posen nach Kreuzburg und ist eine der ersten Eisenbahnbrücken mit Kragträgern. Das Gerber'sche System ist im vorliegenden Falle hauptsächlich deshalb gewählt, weil dasselbe für die Schiffsfahrtsöffnungen eine möglichst große Durchfahrts Höhe gewährte. Die zweckmäßigste Weite der Öffnungen wurde bei eisernem Überbau unter Berücksichtigung der in diesem Falle nicht sehr bedeutenden Kosten der Mittelpfeiler zu etwa 38 bis 40 m ermittelt, wodurch sich fünf Öffnungen ergaben; sodann wurden die Stützweiten genauer untersucht und so gewählt, daß die größten Biegemomente für die einzelnen Träger annähernd gleich werden; die betreffenden Abmessungen sind in F. 7, T. XVIII eingetragen. Für die fünf Öffnungen ergaben sich Weiten von bezw. 38, 36, 45, 36, 38 m, von Mitte zu Mitte der fest aufruhenden Stützen gemessen.

Der größte Druck, welchen ein Auflager bei ungünstigster Belastung des Überbaues auszuhalten hat, beträgt 130 000 kg; die Größe der gußeisernen Auflagerplatten ist 125.70 cm, mithin erfährt ein Auflagerquader einen größten Druck von 15 kg f. d. qcm. Die untere Fläche der Auflagersteine ist 165.100 cm, mithin wird unterhalb derselben das Backsteinmauerwerk, aus welchem die Pfeiler bestehen, mit (rund) 8 kg f. d. qcm in Anspruch genommen.

Die beiden Strompfeiler und einer der Landpfeiler sind mit Minenkammern, die Endpfeiler aus fortifikatorischen Rücksichten mit Wacht-Blockhäusern (F. 7, T. XVIII) und gewehrshufsfesten Thorabschlüssen ausgestattet, vergl. Kap. I, S. 108.

Der eiserne Überbau ist in der Originalmitteilung eingehend besprochen und durch 7 Blatt Zeichnungen dargestellt, auch die statische Berechnung ist erörtert. Hier sei über jenen nur das Folgende bemerkt.

Für die zweite und die vierte Öffnung der Brücke sind Parallelträger gewählt, für die übrigen Öffnungen (abgesehen von den überragenden Enden der Parallelträger) Träger mit konstanter oberer Gurtung (vergl. Kap. IX, S. 340), in der Originalmitteilung Pauli-Träger genannt.⁵⁸⁾ Insoweit die Stäbe der schwebenden Träger und der überragenden Enden der Parallelträger nur Druck empfangen, sind dieselben für eine Inanspruchnahme von 750 kg f. d. qcm berechnet. Dagegen sind die Gurtungen der Mittelstücke der Parallelträger, welche abwechselnd Zug und Druck aufzunehmen haben, für eine Inanspruchnahme von nur 600 kg f. d. qcm berechnet worden. Außerdem ist der Nietquerschnitt der bezeichneten Gurtungen, sowie der Diagonalen in den mittleren Teilen der Parallelträger sehr reichlich und zwar zu mindestens $\frac{5}{4}$ des auf Grund der Spannungen berechneten Querschnittes angenommen.

Bei der Ausführung ergaben sich folgende Gewichte für den ganzen Überbau: Walzeisen 270 700 kg, Schmiedeeisen 1400 kg, Gußeisen 16 450 kg, Gußstahl 4350 kg. Führt man für die fünf verschieden weiten Öffnungen eine mittlere Stützweite l ein, so entspricht das Gesamtgewicht der Formel $(445 + 25,5l)$ kg f. d. lfd. m. Ein Vergleich dieses Ergebnisses mit den in Kap. VII, S. 5 u. 10 gemachten Angaben zeigt, daß namentlich die von der Spannweite unabhängigen Konstruktionsteile des besprochenen Bauwerkes ziemlich schwer ausgefallen sind. In der Originalmitteilung wird dies auch erwähnt und erklärt. Der Vorteil der gewählten Konstruktion bestand im vorliegenden Falle, wie bereits angedeutet ist, hauptsächlich

⁵⁷⁾ Gustav Meyer und Hinrichs. Der eiserne Überbau der Warthe-Brücke bei Posen, im Zuge der Posen-Kreuzburger Eisenbahn. Zeitschr. f. Bauw. 1877, S. 41.

⁵⁸⁾ Über die graphische Berechnung einer ähnlichen Trägeranordnung vergl. Kap. IX, S. 350.

lich in der Herstellung einer möglichst großen Höhe für die Durchfahrt der Schiffe bei gleichzeitiger Einschränkung der Pfeilerhöhe. Eine Brücke mit durchweg tiefliegender Bahn würde etwa 800 cbm Mauerwerk mehr erfordert haben, als die ausgeführte.

Über die Einzelheiten, welche auf den Tafeln dargestellt sind, ist das Nachstehende zu sagen.

F. 8, T. XVIII bringt eine Ansicht, F. 9 daselbst den Längsschnitt von einem beweglichen Lager der Träger mit polygonaler Gurtung, F. 9 außerdem das Ende der benachbarten Konsole. Man entschied sich in Anbetracht der nicht unbedeutenden Gesamtlänge der Brücke (193 m) für Herstellung regelrechter, teils fester, teils beweglicher Lager statt der bei den älteren kleineren Kragträger-Brücken angeordneten Scharniere, weil bei Anwendung letzterer die Temperatur-Längenänderungen nur an den Enden der Brücke zum Ausgleich gebracht werden können. Näheres über die fraglichen Lager findet man auf S. 502.

In den Figuren 12^{a, b, c u. d.}, T. XV sind Knotenpunkte der Parallelträger und zwar die zwischen dem dritten und vierten Felde befindlichen dargestellt. F. 12^a u. F. 12^d, T. XV zeigen Teile des Querschnittes ohne die Diagonalen und ohne Berücksichtigung der Querschwellen des Oberbaues. Man kann jene Figuren leicht zu einem vollen Querschnitt ergänzen, wenn man die ganze Höhe desselben (4360 mm) und die Mittenentfernung der vertikalen Druckstäbe (4500 mm) berücksichtigt. Die Gürtungen sind aus Winkelisen gebildet, vergl. S. 471.

Schließlich sei noch auf die Beschreibung der Montierung der Warthe-Brücke in Kap. XVI, S. 149 hingewiesen.

2. *Kentucky-Viadukt der Cincinnati-Südbahn⁵⁹⁾, s. T. XVIII, F. 10 bis 20. Es ist bereits an anderer Stelle (S. 397) erwähnt, daß der Kentucky-Viadukt die erste Kragträger-Brücke ist, welche in den Vereinigten Staaten ausgeführt wurde und zwar i. J. 1877; dies Bauwerk ist außerdem wegen der großen Höhe seiner Pfeiler beachtenswert.

In der Nachbarschaft der für die Brücke gewählten Stelle fließt der Kentucky-Fluß in einer 300 bis 400 m breiten, 90 bis 140 m tiefen Schlucht zwischen steilen Kalksteinwänden. Die Hochwasser steigen bis 17 m über N. W. (in F. 10 ist dies Maß an falscher Stelle eingetragen, was zu berichtigen ist). Die Beschaffenheit des Flusses und des Baugrundes brachten Einschränkung der Anzahl der Pfeiler, die bedeutende Höhe der letzteren (einschließlich der steinernen Unterbauten mehr als 70 m) thunlichste Einschränkung der Montierungsgerüste mit sich. Hiernach wären kontinuierliche Träger angezeigt gewesen, weil aber dieselben sich mit hohen eisernen Pfeilern, der bei Temperaturänderungen stattfindenden Hebungen und Senkungen der Stützpunkte wegen, schlecht vertragen, so wählte der Ingenieur der Baltimore Bridge Co., Shaler Smith, dessen Konkurrenz-Projekt den Preis davon trug, folgerichtig Kragträger, verwandelte dieselben aber während der Montierung in kontinuierliche.

Hinsichtlich der Hauptabmessungen des Bauwerkes kann auf T. XVIII, hinsichtlich der beachtenswertesten Einzelheiten desselben (Konstruktion der Hauptgelenke und Lagerung der Hauptträger) auf S. 502 bzw. S. 498 des vorliegenden Kapitels verwiesen werden. Eine Beschreibung der Montierung bringt Kap. XVI (S. 181). Hier sei nur bemerkt, daß links in F. 10, T. XVIII ein Pfeiler einer Hängebrücke angedeutet ist, welcher an der Brückenbaustelle in den fünfziger Jahren des Jahrhunderts von dem älteren Rößling begonnen, aber nicht vollendet ist, und daß das Mauerwerk dieses Pfeilers bei der Montierung in sehr geschickter Weise benutzt wurde. — Steiner's Originalmitteilung bringt außer einer Beschreibung der Ausführung noch Angaben über die Abmessungen und die Gewichte des Überbaues und der Pfeiler, über die Baukosten, die Probelastungen u. s. w.

3. Brücke über den Firth of Forth⁶⁰⁾, s. T. XIX, F. 1 bis 3 und 9 bis 14. Der tief in das Land einschneidende Firth of Forth bildet ein großes Hindernis für den direkten Verkehr von Edinburgh nach dem Norden Schottlands, indem seine Umgehung z. B. für die North British Railway eine Wegverlängerung von nahezu 70 km herbeiführt. Eine Überbrückung der Bucht wurde umsomehr ein Bedürfnis, als eine Konkurrenzbahn über eine etwas günstigere Verbindung verfügte.

Kommerzielle wie geologisch-technische Gründe verlangten die Überbrückung des Firth of Forth an der Stelle bei South Queensferry, wo die Insel Inchgarvie die Bucht nahezu halbiert, denn trotz guten Felsgrundes läßt die letztere ihrer Tiefe wegen die Gründung von Strompfeilern nicht zu. Die auf diese Weise von der Natur gebotenen Spannweiten betrugen rund 500 m.

⁵⁹⁾ Fr. Steiner. Über Brückenbauten in den Vereinigten Staaten von Nord-Amerika. Wien 1878, S. 125 u. 146.

⁶⁰⁾ Wegen der Zeitschriften-Litteratur vergl. u. a. das XVI. Kapitel, S. 185. Neuerdings ist erschienen: Barkhausen. Die Forth-Brücke. Berlin 1889.

Schon waren die Arbeiten für Herstellung einer Hängebrücke soweit gediehen, daß man zur Ausführung schreiten wollte, als der Einsturz der Tay-Brücke Veranlassung zu einer Änderung des Systems wurde. Man entschied sich für das Kragträgersystem, dessen Vorteile wiederholt besprochen worden sind. Hier sei hervorgehoben, wie günstig das Eigengewicht im vorliegenden Falle sich verteilt. Über den Pfeilern beträgt dasselbe 45 t f. d. lfd. m gegen 7,5 t in der Mitte der Spannweite.

Auf Grund vergleichender Rechnungen hat man als Abmessungen gewählt (F. 1, 9 u. 10):

Länge der Kragarme 207 bzw. 210 m,
Länge des freischwebenden Trägers 106 m,
Höhe der Träger in den Auflagern 104,5 m,
Höhe der Kragarme an den Enden 12,50 m.

Die Spannweite der beiden Hauptöffnungen beträgt 521 m (abgerundete Zahlen). Die Tragwände der Kragarme nähern sich einander, sowohl von unten nach oben, als nach den Enden hin, sodaß die Tragwände bei den Pfeilern im Untergurte 36,57 m, im Obergurte 10,06 m voneinander entfernt sind; die Enden hingegen haben Abstände von 9,60 bzw. 6,78 m.

In den Ebenen der gedrückten Diagonalen liegen Andreaskreuze, welche die auf den Träger wirkenden seitlichen Kräfte direkt auf den nur zwischen den Untergurten angeordneten Längsverband übertragen.

Mit Rücksicht auf die geradlinige Form des Obergurtes und die nur flachparabolische des Untergurtes kann man das gewählte Netzwerk (F. 1) an sich noch als ein statisch bestimmtes auffassen. Dies ändert sich jedoch bei den äußeren Kragträger-Paaren, die als kontinuierliche Träger über zwei Öffnungen und mit einem überhängenden Ende aufzufassen sind. Bei dem hier angewandten freischwebenden Vorbau werden durch die Last des mittleren Trägers ungleiche Inanspruchnahmen der Hauptpfeiler auftreten, welche wesentlich von der Montierung abhängen. Diese statische Unbestimmtheit ist bei der Niagara-Brücke (siehe weiter unten) vermieden, indem man bei dieser die Füllungsglieder zwischen den Auflagern weggelassen hat. Bei dem mittleren Kragträger erstreckt sich die statische Unbestimmtheit nur auf die inneren Kräfte des Pfeilerfeldes.

Die zulässige Inanspruchnahme des ausschließlich verwandten Stahles wurde je nach Größe und Sinn der auftretenden Spannungen verschieden gewählt. Näheres findet man im XVI. Kapitel, S. 108.

Als Verkehrslast ist für jedes Gleis ein Zug von 120 Achsen von 7,5 t Gewicht, bespannt mit zwei 72 t schweren Lokomotiven angenommen, wofür man eine gleichförmig verteilte Last von 3,33 t f. d. lfd. Meter Gleis eingeführt hat.

Die Pressung des Windes ist mit 300 kg f. d. qm getroffener Fläche in die Rechnung eingeführt, vergl. Kap. VII, S. 27. Die Größe der an der Baustelle thatsächlich auftretenden Windpressungen wurde durch ausgedehnte Versuche ermittelt.⁶¹⁾

Es würde zu weit führen, wenn wir die Einzelheiten der Konstruktion einigermaßen vollständig vorführen wollten. Erwähnt mag werden, daß sämtliche Druckglieder der Hauptträger mit Rücksicht auf das Ausknicken in Röhrenform ausgebildet worden sind, trotz aller Schwierigkeiten, welche die Herstellung der Knotenpunkte bietet. Jeder Kreisquerschnitt dieser Röhren ist aus 6 bis 10 Platten von 31,7 mm Stärke und 4,88 m Länge zusammengesetzt. Die Platten wurden in heißem Zustande gebogen und nach erfolgter Abkühlung nachgerichtet. Um guten Anschluß der Bleche an ihren mit Laschen überdeckten Rändern zu erzielen und um eventuelle innere Spannungen möglichst zu beseitigen, wurden sämtliche Ränder der Bleche gehobelt. In jedem Längsstosse wird die Röhre durch ein T-Eisen mit durch Winkel-eisen verstärktem Stege versteift; diese T-Eisen wiederum werden in Abständen von einer halben Blechlänge durch einen Ring gestützt. Der stärkste und schwächste Kreisquerschnitt ist auf T. XIX, F. 11 und 12 dargestellt.

Die Figuren 13 und 14 bringen die Anordnung der Zuggurte der Kragträger, F. 3 zeigt die Unterstützung der Fahrbahn, welche im Bereiche der Kragträger von Trägern zweiter Ordnung getragen wird.

Obwohl sich an den Hauptstützpunkten stets Druck ergibt, so hat man doch eine Verankerung der Stützen mit dem Mauerwerk für zweckmäßig erachtet. Ganz fest ist indessen nur eins der vier Auflager, die drei übrigen sind als Gleitlager ausgebildet, sodaß ihnen in der Horizontalebene nach jeder Richtung eine Verschiebung von 10,8 mm gestattet ist; infolge dieser Anordnung kann der Einfluß der Temperatur auf die Pfeilerfelder eine gewisse Größe nicht überschreiten.

⁶¹⁾ Vergl. u. a. die Mitteilungen von Melan in der Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1884.

Die unteren gemauerten Teile der Hauptpfeiler sind cylindrisch gestaltet. Das Mauerwerk besteht aus Bruchsteinmauerwerk in Cementmörtel und ist mit Granitquadern verblendet. Zur Verstärkung sind am Fuße, in der Mitte und am Kopfe starke eiserne Ringe in den Pfeiler eingemauert.

Die Teile, welche die mittleren schwebenden Träger mit den Kragarmen verbinden, sind auf S. 502 besprochen. Für die Ausführung vergleiche man Kap. XVI, S. 185. Die Brücke ist von Fowler und Baker konstruiert; sie ist i. J. 1882 begonnen und i. J. 1890 dem Betriebe übergeben.

4. Niagara-Brücke von Charles C. Schneider⁶²), s. T. XIX, F. 4 bis 8. Die Terrainverhältnisse der zu überbrückenden Stelle unterhalb des Niagarafalles erforderten, daß die Länge der Brücke rund 300 m und daß ihre mittlere Stützweite gegen 140 m betrage, weil die Geschwindigkeits- und Tiefenverhältnisse des Niagara einen Strompfeiler ausschlossen. Die Unmöglichkeit, die Stromöffnung auf einem Gerüste zu montieren, sowie die Erfahrungen an der Fraser River Brücke führten zur Wahl des Kragträger-Systems. Die gewählte Anordnung besteht in zwei überkragenden Fachwerkträgern von 120,45 m Länge, die einerseits in den Widerlagern verankert sind, andererseits einen freischwebenden Träger von 36,58 m Länge unterstützen, s. T. XIX, F. 4.

Da gewachsener Fels erst in der Tiefe der Flußsohle vorhanden ist, darüber aber bis in das Niveau des Wasserspiegels ein kompaktes Haufwerk großer Felsblöcke sich befindet, so gründete man die Fundamente auf dies letztere, indem man die Felsblöcke vermittle einer Betonmasse von etwa 12.8 m Grundfläche und 2,5 m Höhe zu einem einheitlichen Ganzen verband. Zieht man die hinter der Wirklichkeit noch zurückbleibende Grundfläche von 96 qm in Betracht, so beträgt der Druck auf den Boden 2,88 kg f. d. qcm. Auf jedes der so geschaffenen Fundamente sind vier Pfeiler von 10,06 m Höhe gestellt, welche bei einem Anlaufe von $\frac{1}{24}$ unter der Deckplatte 3,66 m im Geviert messen; je zwei derselben sind durch eine 1,2 m starke Mauer verbunden.

Die Verankerungspfeiler (T. XIX, F. 6 u. 7) stehen auf dem Rande der Felsböschung und haben eine Grundfläche von 3,35 . 11,43 m unter der Abdeckung bei einem Anlaufe von $\frac{1}{24}$. Behufs Ausnutzung der Gesamtpfeilerlast als Gegengewicht befinden sich in jedem dieser Pfeiler 12 Blechträger von je 11,58 m Länge und 0,75 m Höhe. Unter diesen Blechträgern liegen 16 I-Eisen von 38 cm Höhe und hierunter die beiden Ankerplatten.

Die in den Bedingnisheften geforderten, den Berechnungen zu Grunde zu legenden Verkehrslasten bestehen aus zwei 60 t schweren Lokomotiven vor Kopf eines Wagenzuges, dessen Gewicht mit 2976 kg f. d. lfd. m angenommen ist. Der Winddruck ist mit 146 kg f. d. qm der Fläche von Brücke und Fahrzeugen in Rechnung gestellt.

Die Berechnung der Abmessungen fand vermittle einer modifizierten Weyrauch-Wöhler'schen Formel statt. Die größte Biegungs-Inanspruchnahme in den (stählernen) Bolzen beträgt 1406 kg, die größten Züge und Drücke betragen 1055 kg f. d. qcm.

Die Pfeilersäulen, die Untergurte, die Mittel- und Endsäulen der Kragträger, sowie die Bolzen sind aus Stahl, alles andere aus Schweisseisen, mit Ausnahme der Lager und Geländersäulen, welche aus Gußeisen hergestellt sind.

Die eisernen Pfeiler (F. 5 u. 8) sind 40,37 m hoch; sie sind aus vier auf Gußeisenschuhe gelagerten Hauptsäulen gebildet und werden durch Horizontalriegel in fünf Felder geteilt. Die Säulen sind aus zwei Blechwänden mit Winkeleisen- und Gitterwerk-Verstärkung, die Riegel aus durch Gitterwerk verbundenen Winkeleisen hergestellt, während die Diagonalen aus Stabeisen bestehen. In der Richtung der Brückenachse beträgt der Abstand der Pfeilersäulen am Auflager der Kragträger 7,62 m, ihr Anlauf 1:48; rechtwinklig zur Brückenachse ist der Abstand 8,53 m und der Anlauf der Säulen 1:8.

Jeder Kragträger besteht aus einem Uferarm von 59,49 m Länge, einem Felde von 7,62 m über dem Pfeiler und einem Stromarme von 53,64 m Ausladung. Um die statische Unbestimmtheit zu beheben, welche aus einer Lagerung in drei Punkten resultieren kann, sind die Diagonalen in dem Pfeilerfelde weggelassen, vergl. S. 529. Um den Einfluß der Temperatur auf den Uferarm und die Pfeiler zu beseitigen, ist bei der Verankerung Verschiebbarkeit in horizontaler Richtung gewahrt worden, indem man zwischen das Trägerende und das verankerte Lager kurze Pendel einschaltete, welche befähigt sind, sowohl Druck als Zug auf die Lager bezw. das Mauerwerk zu übertragen. Es ist jedoch nicht zu übersehen, daß diese Anordnung beim Bremsen der Züge bedeutende Spannungen in den Pfeilern entstehen läßt.

⁶²) American engineer 1883, Dez. S. 259. — Scientific american 1883, Dez. S. 335. — Génie civil 1883, 29. Dez. — Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1884, S. 385. — Wochenschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1884, S. 14. — Centralbl. d. Bauverw. 1884, S. 56. — Deutsche Bauz. 1883, S. 341; 1884, S. 293; 1885, S. 238. — Journal of the american society of engineers 1885, Nov. (Bericht des Erbauers).

Die Höhe der Kragträger beträgt über den eisernen Pfeilern 17,07 m, die Länge der letzten Vertikalen an der Stromseite ist 7,92, der letzten landwärts 6,40 m. Die beiden Hauptträger haben einen Abstand von 8,53 m. Sie werden durch vertikale Stäbe in Felder von 7,62 m Weite zerlegt, nur das Endfeld des Uferarmes ist 6,15 m lang.

Das Fachwerk ist ein doppeltes. Der hauptsächlich auf Zug, bei direkter Belastung jedoch auf Druck beanspruchte Obergurt des Uferarmes besteht aus einem Druckgliede, welchem beiderseits so viele Zugstäbe (20,3 . 3,2 bis 48 cm) beigeordnet sind, daß der erforderliche Zugquerschnitt erreicht wird. Die Druckglieder des Untergurtes bestehen aus zwei Blechwänden von 61 cm Höhe, welche durch Winkel-eisen und Gitterwerk, sowie durch auf die Stehbleche aufgesetzte Lamellen verstärkt sind, vergl. F. 7. Stehplatten wurden nicht angewendet, um die Symmetrie des Querschnittes nicht zu stören.

Die Vertikalen über den Pfeilern sind wie die übrigen stark beanspruchten Druckglieder aus Blechen, Winkeleisen und Gitterwerk gebildet, die sonstigen Vertikalen jedoch aus Γ -Eisen und Gitterwerk. Sie sind in der Regel aus einem Stück hergestellt, nur jene über den Pfeilern und die drei benachbarten sind zweiteilig.

Die Diagonalen sind 15,2 oder 17,8 cm breit, ihre Dicke wechselt zwischen 2,9 und 3,8 cm. In den Kreuzungspunkten mit den Vertikalen sind die beiden Stäbe, aus denen sich eine Diagonale zusammensetzt, durch einen Bolzen unter sich und mit den Vertikalen verbunden; auf diese Weise ist die freie Knicklänge vermindert. Die Enddiagonalen beider Fachwerke übertragen durch ein kurzes gemeinsames Zwischenglied ihre Spannungen auf den Untergurt. Die äußersten Gegendiagonalen bestehen aus Zugstäben von 12,2 . 3,2 cm, während die übrigen aus Stabeisen von 5,1 . 5,1 bis 3,2 . 3,2 cm Querschnitt gebildet sind.

Je zwei einander gegenüberstehende Vertikalen sind unten durch einen Riegel abgesteift. Derselbe wird gabelartig von einem Γ -förmigen Bleche gefaßt, welch' letzteres wiederum durch eine in den Mittelbolzen der Vertikalen central eingeführte Schraube mit jenem, also auch mit der Vertikalen verbunden ist. In dieser Weise sind auch die Stäbe des Windverbandes an den Bolzen des Untergurtes befestigt. In jedem Felde des Querverbandes und des Längsverbandes sind zwei schlaife Diagonalen angeordnet. Nur über den Pfeilern tritt ein Gitterwerk aus Winkeleisen an Stelle der Diagonalen. Man vergl. F. 5, 6 u. 7.

Der freischwebende Träger ist 36,58 m lang und 7,92 m hoch. Er ist in fünf Felder geteilt, von denen das mittlere 7,25 m, die vier seitlichen 7,315 m lang sind. Obwohl der Untergurt dieses Trägers im fertigen Bauwerke nur Zug erfährt, abgesehen von den Wirkungen des Winddruckes, so ist derselbe doch mit Ausnahme des mittleren Feldes aus Druckgliedern gebildet, weil auch dieser Träger ohne feste Gerüste montiert wurde.

Die Querträger und die Längsträger zweiter Ordnung sind Blechträger und bieten nichts besonderes; es sei nur erwähnt, daß sie für größere Lasten als die in den Bedingnisheften vorgesehenen berechnet worden sind.

Die Aufstellung der Pfeiler und des Überbaues, wovon im XVI. Kapitel, S. 183 ausführlich berichtet ist, nahm weniger als drei Monate in Anspruch. Die Brückenprobe ergab als größte Senkung der Kragträgerenden 17,1 cm, ein ungewöhnlich großes Maß, welches sich aber erklärt, wenn man betrachtet, daß sich dasselbe zusammensetzt:

1. aus der eigenen Durchbiegung des Überbaues der Hauptöffnung unter der Belastung,
2. aus der Senkung desselben infolge der durch die Belastung bewirkten Formänderung des Landarmes und
3. aus der Senkung, welche die Zusammenpressung des Pfeilers mit sich bringt.

Legt man einer Berechnung der Einsenkung einen Elasticitätsmodul von 1970 000 zu Grunde, so erhält man ein Resultat, welches mit dem Ergebnis der Brückenprobe übereinstimmt.

Beim Bau wurden verwendet:

1. Beton für die Mittelpfeiler	880 cbm
2. Mauerwerk für die Mittelpfeiler	2130 cbm
" " " Verankerungspfeiler	700 "
	2830 cbm.
3. Holz für die Fahrbahn: Eichenholz	41 270 lfd. m
Kiefernholz	5 580 " m
	46 850 lfd. m.

4. Eisen (tons):

	Stahl	Schweißeseisen	Gußeseisen	zusammen
Pfeiler	201,93	108,07	39,50	349,50
Kragträger	372,92	1075,22	8,39	1456,53
Mittlerer Träger	2,15	131,40	0,25	133,80
Verankerung	—	80,67	1,45	82,12
Geländer	—	7,46	7,77	15,23
Summe	577,00	1402,82	57,36	2037,18

Litteratur,

das X. Kapitel betreffend.

A. Allgemeines.

- Winkler. Die zweckmäßigste Konstruktion der eisernen Gitterbrücken. Civiling. 1866.
- Referat über die Frage: „Welches sind die bisher durch die Praxis und fortgeschrittene Theorie gewonnenen wichtigsten Resultate über die Konstruktion der eisernen Brücken?“ (Schwedler.) I. Supplementband zum Organ f. d. Fortschr. d. Eisenbahnw. 1866.
- Ruppert. Neues System für Eisenbahnbrücken großer Spannweiten. Wien 1867.
- Normalien für eiserne Brücken der österr. Südbahn-Gesellschaft. 4 Hefte. 1868.
- Cottrau. Album des dessins d'exécutions et des mètres de 36 ponts métalliques du réseau des chemins de fer méridionaux italiens. 1868.
- Normalien der k. k. priv. Staatsbahn. 1869.
- Normalien für Brückenkonstruktion. Engng. (deutsche Ausgabe) 1875, S. 73, 103.
- Normalien für die k. k. priv. Nordwestbahn in den Jahren 1868—75 unter der Leitung des Bandirektors Wilh. Helweg aufgestellt und nach Bauausführung neu bearbeitet. Leipzig.
- Winkler. Über die Fortschritte im Bau eiserner Brücken. Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1876, S. 45.
- Förster. Neue Konstruktion für kleinere Eisenbahnbrücken. Zeitschr. f. Bauhandw. 1876, S. 72.
- Bautechnischer Führer durch München. München 1876.
- Berlin und seine Bauten. Herausgegeben vom Architekten-Verein zu Berlin. Berlin 1877.
- Bauten, technische und industrielle Anlagen von Dresden. Herausgegeben vom sächs. Ing.- u. Arch.-Ver. und dem Dresdener Arch.-Ver. Dresden 1878.
- Maw, W. H. und Dredge, J. Modern examples of road and railway bridges. Engng. 1880.
- Hoeh. Versteifte Bogensehnenbrücken. Civiling. 1882, S. 165.
- Winkler. Reisenotizen über Brücken in Norwegen. Wochenbl. f. Arch. u. Ing. 1883, S. 115, 128.
- Die Berliner Stadteisenbahn. Zeitschr. f. Bauw. 1884 u. 1885.
- Heinzerling, F. Die Brücken der Gegenwart. 1. Abt., Eiserne Brücken. Leipzig 1873/85.
- Resal, J. Ponts métalliques. Paris 1885.
- Ebert. Über Eisenbrücken. Bayer. Industrie- und Gewerbeblatt 1886.
- Pascal. Traité pratique des ponts métalliques. Mit Atlas. Paris 1887.
- Riese, O. Die Ingenieurbauten der Schweiz. Mit Atlas. Berlin 1887.
- Ludwig, R., Wegbrücken in Stein, Eisen und Holz. Weimar 1888.
- Häsel, E. Der Brückenbau. 1. Teil, Eiserne Brücken. 1. Lief. Braunschweig 1888.
- Brücken mit vollwandigen Trägern* s. S. 419.

B. Ältere Gitter- und Fachwerksbrücken.

- Culmann. Der Bau der eisernen Brücken in England und Amerika. Allg. Bauz. 1852.
- Weishaupt. Die Gitterbrücken der preussischen Eisenbahnen. Zeitschr. f. Bauw. 1853.
- Lentze. Die Brücken über die Weichsel bei Dirschau und über die Nogat bei Marienburg. 1855.
- Etzel. Brücken und Thalübergänge schweizerischer Eisenbahnen. 1856.
- Neville's Brückensystem und dessen Anwendung, nebst Vergleich des Bedarfes an Material und Kosten gegen andere Eisenkonstruktionen. Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1857.

- Mohuic. Über eine verbesserte Konstruktion eiserner Gitterbrücken. Zeitschr. f. Bauw. 1858.
 v. Klein. Sammlung eiserner Brückenkonstruktionen, ausgeführt bei den Bahnen deutscher Eisenbahnverwaltungen. Stuttgart. Begonnen 1860.
 Die Eisenbahnbauten bei Kehl (Ingenieurschule zu Karlsruhe). 1860.
 V. et F. Saint Denis. Ponts sur le Rhin à Kehl avec 22 pchs. Paris 1861.
 Henz-Brendel. Mitteilungen über nordamerikanische Brücken. Zeitschr. f. Bauw. 1861.

C. Neuere Fachwerksbrücken europäischen Systems mit Einzelträgern.

- Winkler. Notizen über einige eiserne Brücken am Rheine. Civiling. 1865.
 Hartwich, E. Erweiterungsbauten der rheinischen Eisenbahn. III. Abt., Eiserne Brücken. Berlin 1867.
 Quant, P. De Spoorwegbrug te Kuilenburg. Amsterdam 1867.
 Stein. Erweiterungsbauten der Berlin-Stettiner Eisenbahn. Berlin 1870.
 Chrzanowsky. Description du pont sur le Boug près de Térésopol; chemin de fer Térésopol-Brest. Varsovie 1871.
 Maw and Dredge. Bridges of the east Hungarian Railway. Modern examples of road and railway bridges. London 1872.
 Cluysener. De overbrugging van het hollandsch diep. Amsterdam 1872.
 Blauel. Oder-Brücken der Breslau-Schweidnitz-Freiburger Eisenbahn. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1873, S. 482.
 Winkler. Über den Brückenbau auf der Wiener Weltausstellung. Zeitschr. d. österr. Ing.-Ver. 1874, S. 22.
 Brücke über den Nerbudda-Fluss in Indien (Parallelträger). Engng. Okt. 1874.
 Straufs. Der Lech-Übergang bei Kaufering. Zeitschr. d. bayer. Arch.- u. Ing.-Ver. 1874, S. 110.
 Augarten-Brücke in Wien. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1874, S. 109. — Prakt. Maschinenkonstr. 1874, S. 21, 49, 127.
 Platen. De voornaamste Spoorwegbruggen in Nederland. 1863—1875.
 Brücken der Breslau-Schweidnitz-Freiburger Bahn. Deutsche Bauz. 1875.
 Gitterbrücken der Bern-Luzern-Bahn. Eisenb. Bd. III, 1875, S. 114.
 Telders. De brug over de Leek 1868. De Spoorwegbrug over het Hollandsch diep. 1863—1875.
 Brücke über den Broom-Fluss (linsenförmige Fachwerksträger). Engng., Juni 1875, S. 532.
 Neue Maas-Brücke in Rotterdam (Halbparabelträger). Zeitschr. f. Bauw. 1875, S. 11.
 Hamley-Brücke über den Light in Australien (Warren-Träger). Engineer, Mai 1875, S. 317.
 Die neue Brücke über die Elbe bei Niederwartha (Halbparabelträger). Deutsche Bauz. 1875, S. 351. — Protokoll d. sächs. Ing.- u. Arch.-Ver. 1875.
 Severn-Brücke (Fachwerksträger). Builder 1885. — Engineer 1875, S. 152. — Engng. 1875, S. 198.
 Brücke über den Ganges zu Cawnpore. Engineer 1875, S. 119.
 Straßenbrücke für Calcutta und Brücke über den Kalutara-Fluss auf Ceylon (Fachwerksbrücken). Builder 1875, S. 794.
 Bedeutendere Bauten der Gotthardbahn (Molsa-Brücke, Tessin-Brücke, Bissone-Brücke). Eisenb. 1875, II. S. 6.
 — Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1876, S. 157. — Dasselbst 1882, S. 479.
 Schwedler, J. W. und Löffler, H. Der Bau der Eisenbahnbrücke über die Weichsel bei Thorn. Ausgeführt in den Jahren 1870—73. Berlin 1876. Vergl. Zeitschr. f. Bauw. 1876, S. 35 u. 197.
 Elbe-Brücke bei Dömitz (Schwedler-Träger). Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1876, S. 239.
 Kessler. Brücke über die Adler bei Tynist (Parabelträger). Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1876, S. 176.
 Robinson. Oxley Creek railway bridge, Brisbane (Fachwerksträger). Engng. XXI, 1876, S. 558.
 Über den Einsturz der Elbe-Brücke bei Riesa. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1876, S. 498. — Wochenschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1876, S. 164. — Deutsche Bauz. 1876, No. 17. — Dasselbst 1877, S. 93.
 Becker. Handbuch der Ingenieur-Wissenschaft. Ausgeführte Konstruktionen des Ingenieurs. 5. Bd., 7. Heft. Eiserne Brücke über die Tauber in Wertheim. Stuttgart 1877.
 Seefehlner, Jul. Die Donau-Brücke der Budapest Verbindungsbahn. Stummers Ing. 1875. — Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1877.
 Fowler. Bridge for foot passengers over the river Irwell, Salford (Halbparabelträger). Eng. 1877, XLIV. Bd., S. 12—19. — Scientific Americ. Suppl. IV, S. 1351.
 Victoria-Viadukt zu Carlisle in England. Eng. news 1877, S. 290.
 Baumeister. Eisenbahnbrücke über die Rensch bei Oberkirch (einfaches Fachwerk). Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1878, S. 321.
 Enz-Brücke bei Besigheim (Parallelträger). Allg. Bauz. 1878, S. 31.
 Brücken der nördl. Pendschab-Staatseisenbahn (Warren-Träger). Engng. 1878, I. S. 362.

- Sammlung von Ingenieurbauten im Königreich Sachsen. Dresden 1878.
- Entwürfe von Eisenbahnbrücken. Masch.-Konstr. 1878, S. 163, 186.
- Inn-Brücke bei Königswarth. Zeitschr. des bayer. Arch.- u. Ing.-Ver. 1876, S. 1 u. 2. — Zeitschr. f. Baukunde 1878, S. 223.
- Straßen- und Eisenbahnbrücke über die Schelde zu Antwerpen (Parabelträger). (Vorschlag.) Engng. 1878, I. S. 140.
- Kirby und Cork. Bridge over the river Bandon, near Kinsale. Engineer 1878, XLV. Bd., S. 102.
- Pihl, Bergheim und Lecoq. Bridge over the river Sarpsfos; Norwegian State Railway (System Pauli). Engng. 1878, XXV. Bd., S. 10, 26, 61, 62.
- Iron bridge work on the projected Matalé railway, Ceylon. Engineer 1878, XLIV. Bd., S. 162, 169, 180.
- Schwedler. Die Überbrückung des Memelthales bei Tilsit im Zuge der Tilsit-Memeler Staatseisenbahn (Ellipsenträger). Berlin, Ernst und Korn. Siehe auch: Zeitschr. f. Bauw. 1878, S. 22, 162.
- Brücke über die Zorge bei Heringen (Parabelträger). Maschinen-Konstr. 1878, S. 243.
- Rendel, Head, Wrightson u. Co., Westwood, Baillie u. Co. Empress bridge over the river Sutlej, Indus valley railway. Engng. 1878 II. S. 72, 454, 489.
- Heidelberg. Fußgängerbrücke über die Saale zu Weissenfels. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1878, S. 23.
- Ritter. Die Aa-Brücke bei Bilderlingshof. Deutsche Bauz. 1879. — Rigaer Industrie-Ztg. 1878, S. 235 u. 259.
- Elbe-Brücke bei Hohnstorf. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1876, S. 14. — Deutsche Bauz. 1879, S. 293.
- Köpcke. Die Riesaer Elbe-Brücke (Parabelträger). Mitteil. des sächs. Ing.-Ver. 1879, S. 12.
- Galways viaduct over the Nore. Engineer 1879, I. S. 283.
- Fowler, Bridge over the Nile, Kohé. Engng. 1879 II. S. 132, 144.
- Llandulas-Viadukt (Stahlkonstruktion). Scientific americ. Suppl. 1879, S. 3287. — Engng. 1879 II. S. 343. — Engineer 1879 II. S. 235. — Nouv. ann. de la constr. 1879, S. 191.
- Neue Weichsel-Brücke bei Graudenz. Deutsche Bauz. 1879, S. 502.
- Straßenbrücke bei Schenkenszell im Kinzigthale (Fachwerk, schief). Allg. Bauz. 1879, S. 83.
- Bridge over the Zwartkops river, South Africa. Engng. 1879 II. S. 477.
- Peterson. Le viaduc de la Lysedal, en Norvège (Parabelträger). Technol. 1879, S. 80. — Engng. 1879 I. S. 1.
- Brücke mit 27 m Stützweite. Maschinen-Konstr. 1879, S. 194.
- Die Straßen und Brücken des Kantons Freiburg. Eisenbahn 1879, X. Bd. S. 97, 102.
- Kohn. Eiserne Brückenkonstruktionen der niederösterreichischen Südwestbahnen. Allg. Bauz. 1879, S. 17.
- Haselberg. Die Brücken der Berlin-Stettiner Bahn bei Stettin. Zeitschr. f. Bauw. 1879, S. 359.
- Launé. Brücken der schweiz. Nationalbahn. Allg. Bauz. 1879, S. 59, 65.
- Pont sur le Hollandsch-Diep, le Lek, le Waal et la Meuse. Nouv. ann. de la constr. 1879, S. 68.
- Hofmann. Die Königin Carola-Brücke über die Elbe unterhalb Schandau. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1879, S. 353.
- Brücken der Moselthalbahn; Fachwerksbrücken bei Oberlahnstein, Eller und Bullay. Deutsche Bauz. 1879, S. 223.
- Brücken der Lokalbahn Kriegsdorf-Römerstadt. Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1879, S. 113.
- Die Brücken der Berlin-Stettiner Eisenbahn im Oderthale bei Stettin (Schwedlerträger und Träger mit elliptisch geformtem Obergurt). Zeitschr. f. Bauw. 1879, S. 359.
- Elbe-Brücke bei Barby (Fachwerkträger mit gekrümmtem Obergurt). Deutsche Bauz. 1879, S. 274.
- Reiche, C. Die größeren Brücken der Muldenthalbahn. (Aus Glasers Annalen.) Berlin 1880.
- Eiserne Brücken der Strecke Temesvar-Karansebes-Orsova. Allg. Bauz. 1880, S. 22.
- Größere Eisenbahnbrücken der Bahn Nordhausen-Wetzlar. Zeitschr. f. Bauw. 1880, S. 242.
- Schleicher und Trau. Die Rhein-Brücke bei Germersheim (Halbparabelträger). Ludwigshafen 1880.
- Torgauer Elbe-Brücke (Schwedler-Träger). Deutsche Bauz. 1880.
- Save-Brücke bei Brod. (Wien) 1880. Mitteilungen über Gegenst. des Art.- und Gen.-Wesens in Österreich 1880, 10. u. 11. Heft.
- Zweigleisige Eisenbahnbrücke über die Vaillère, Linie Chalons sur Saône nach Lons le Solnier (Gitterträger). Nouv. ann. de la constr. 1880, S. 115.
- Syzran-Brücke über die Wolga. Engng. 1880, S. 70. — Deutsche Bauz. 1880, S. 416.
- North-Eastern-Eisenbahnbrücke über den Wear zu Sunderland. Engineer 1880, Nov., S. 368.
- Zwei kleine Straßenbrücken in Genf (parabolische Träger). Eisenbahn 1880, Bd. XII. S. 134.
- Die Donau-Kanal- und die Winterhafen-Brücke bei Kaiserebersdorf (gekrümmte Obergurte; Stützweite von 90 m und 61 m). Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1881, S. 1—8.
- Stübßen. Die Weser-Brücke bei Fürstenberg. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1881, S. 173.
- Neue Straßenbrücke über die Mur in Graz. Mitteilungen des polytechn. Clubs in Graz 1882, S. 1—25.

- Kaiser Josefs-Brücke über den Wiener Donaukanal. Bautechniker 1882, S. 1.
- Weichsel-Brücke bei Graudenz (gekrümmte Obergurte). Zeitschr. f. Bauw. 1882, S. 243 u. 403.
- Die Lahn-Brücke oberhalb Niederlahnstein. Zeitschr. f. Bauw. 1882, S. 111—131.
- Brücke über die Ötztthaler Ache im Zuge der Arlbergbahn (Halbparabelträger, von 81,8 m Stützweite). Österr. Eisenbahn-Ztg. 1883, S. 337.
- König Albert-Straßen-Brücke zu Trebsen (zwei Parabelträger à 50 m Spannweite). Jahrbücher des sächs. Ing.-u. Arch.-Ver. 1884, S. 99—131.
- Cobden free Bridge in Southampton (Parallel-Fachwerksträger). Engng. 1884, Jan. S. 6.
- Der Salm- und der Lieser-Viadukt der Moselbahn (Fischbauch-Fachwerke). Zeitschr. f. Bauw. 1884, S. 144. — Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1884, S. 339.
- Die Saar-Brücke bei Conz im Zuge der Moselthalbahn (Schwedlerträger). Zeitschr. f. Bauw. 1884, S. 149.
- Trisana-Viadukt der Arlbergbahn (Halbparabelträger). Centralbl. der Bauverw. 1884, S. 93.
- Brücke über den Dnieper bei Jekaterinoslaw (Parallel-Fachwerksträger; unten Eisenbahn, oben Fahrstrasse). Wochenschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1884.
- Wiesner, Eisenbahnbrücke über die Elbe bei Lauenburg. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1884, S. 393.
- Die neue Weser-Brücke bei Holzminde (Halbparabelträger). Centralbl. der Bauverw. 1885, No. 44.
- Straßenbrücke über die Weser bei Bodenwerder. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1885, S. 33.
- Zimmermann, Die Mosel-Brücken bei Diedenhofen. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1885, S. 133.
- Eisenbahnbrücke über die Elbe bei Hamburg und Harburg. Zeitschr. f. Bauw. 1885, S. 79, 177.
- Kennet-Brücke zu Reading (Netzwerkträger von 32,7 m Stützweite). Engineer 1885, Mai, S. 423.
- Brückenträger über den Beypore und Kallai im Zuge der Madras-Eisenbahn (Doppelfachwerk). Engineer 1885, Juni, S. 472, 476.
- Fachwerkbrücke über den Sutley (oben Fahrstrasse, unten eingleisige Eisenbahn). Engineer 1886, Febr., S. 168, 172.
- Straßenbrücke über den Kosi-Fluss in Khairna (Indien), (Parallelträger, 64 m Spannweite). Engineer 1886, Nov., S. 413.
- Jungfern-Brücke über die Rega in Greifenberg (Fußsteg), (Fachwerksträger, 27,44 m Spannweite). Wochenbl. f. Baukunde 1886, S. 405.
- Brücke über den Dnieper in der Eisenbahnlinie Nikolajew-Sebastopol (Parallelfachwerkträger, 1280,2 m lang; oben Fahrstrasse, unten eingleisige Eisenbahn). Scientific American, Suppl., Juni 1886.
- Eine Gleis-Überbrückung mit Zugangstreppen aus Eisen für englische Eisenbahnstationen (Netzwerk). Railroad and engineering journal 1887, S. 111.
- Bagain-Brücke in Indien (Fachwerksträger). Engng. 1887, Mai, Juni, S. 497 u. 512.
- Ravennaschlucht-Brücke der Höllenthal-Bahn (Parallel-Fachwerksträger). Wochenbl. f. Baukunde 1887, Aug., S. 318. — Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1888, S. 264. — Dasselbst 1889, S. 601.
- Siee Ho-Brücke in China (Parallelfachwerk, 37,64 m Spannweite). Engineer 1887, S. 450, 476. — Dasselbst 1888, S. 87.
- Die neue Tay-Brücke. Engng. 1888, S. 496. — Scientific American 1888, S. 10377. — Nouv. ann. de la constr. 1888, S. 85, 102.
- Donau-Brücke bei Krems (Halbparabelträger, 4 Öffnungen à 81,9 m, 2 Öffnungen à 61,55 m). Wochenschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1888, S. 293.
- Belelubsky. Über eine größere Anzahl von eisernen Brückenbauten in Rußland. Rigaische Industrie-Zeitung 1888, S. 205, 217.
- Eisenbahnbrücke über den Ulea-Elf bei Uleaborg in Finnland (Halbparabelträger, 100 m Stützweite). Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1888, S. 684.
- Eisenbahnbrücke über die Liane bei Boulogne-sur-mer (Parallelträger, 37 m bis 45 m lang). Génie civil 1889, Bd. XIV, S. 177.
- Straßenbrücke bei Monistrol über den Allier (Parallelträger, 69 m Stützweite). Ann. des ponts et chaussées 1889, Febr., S. 408.
- Brücke über den Hafen zu Glasgow (131 m weit). Engng. 1889, I. S. 42.
- Brücken auf der Linie Paris-Suresnes. Génie civil 1889, Bd. XV, S. 41.
- Brücken über den Manchester-Schiffahrtskanal. Engineer 1889, I. S. 435.

D. Neuere amerikanische Brücken mit Einzelträgern.

- Rinecker. Über Linville's und Piper's Brückenkonstruktion. Zeitschr. d. bayer. Arch.- u. Ing.-Ver. 1870.
- Malézieux. Travaux publics des états-unis d'Amérique en 1872. Paris 1873.
- Schoen. Mitteilungen über Brückenbauten in Nord-Amerika. Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1873.

- Monongahela-Brücke der Pennsylvania-Eisenbahn bei Pittsburg (System Linville und Pettit). Engng. 1874, April, S. 273.
- Vergleich der amerikanischen und englischen Brücken. Engineer 1874, Juli, S. 55.
- Backer. Bridge over the river Broom. Engng. 1875, S. 531.
- Atchison-Brücke über den Missouri (Kansas). Engineer 1875, Januar, Juli, Aug.
- Luisiana-Brücke über den Mississippi. Eisenb. 1875, III. S. 49.
- Clarke, Th. C. Description of the iron railway bridge across the Mississippi river at Quincy. New-York 1875.
- Boller. Bridge over the Hudson river at Troy. Engng. 1875, S. 5. — Rev. industr. 1875, S. 374.
- Die Girard-Avenue-Brücke in Philadelphia. Rev. industr. 1876, S. 3. — Scientific americ. Suppl. I. S. 28. — Eisenbahn 1875, III. S. 67. — Engng. 1875, Nov. S. 378, 391, 394.
- Brückenbau in Amerika. Engng. 1875, Okt., Nov. S. 331 u. 394.
- Die Brücken Peru's. Ann. des ponts et chaussées 1875, Dez. S. 700.
- Royal Albert bridge über den St. Lorenzstrom zu Montreal (Fachwerksträger). Engineer 1876, S. 174. — Scientific american 1876, März, S. 200.
- Rekonstruktion der Market-Street-Eisenbahnbrücke über den Shuylkill-Fluss in New-York. Journal of the Franklin Institute 1875, Dez. S. 375. — Scientific american 1876, Jan. S. 33.
- Pontzen. Der Varrugas-Viadukt mit einigen anderen Viadukten verglichen. Zeitschr. d. österr. Ing.-Ver. 1875, S. 273. Vergl. Transact. of the soc. of civ. eng. 1876.
- Ohio river bridge, Louisville. Engng. 1876, S. 358.
- Eisenbahnbrücke zu St. Charles über den Missouri. Scientific american 1876, Suppl. März, S. 162.
- Landsdowne-Valley-Brücke in Philadelphia (System Pauli). Engineer 1876, Febr. S. 90. — Engng. XLII. Bd. S. 166.
- Portage-Viadukt der Erie-Bahn. Wochenschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1876, No. 14. — Transact. of the american soc. of civ. eng. 1876, Jan. S. 55.
- Boller, A. Practical treatise on the construction of iron highway bridges. New-York 1876.
- Gleim. Der amerikanische Brückenbau der Neuzeit. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1876, S. 73, 255, 395.
- Clarke. On american iron bridges. Scientific american 1876, Suppl. S. 500.
- Murphy. South Street bridge, Philadelphia. Engng. 1877, S. 4, 7.
- Douglas. Wrought iron bridge designs. Scientific american 1877, Suppl. S. 1263.
- Ohio river bridge constructed by the Keystone bridge company for the Cincinnati railway company. Scientific american, Suppl. V, S. 868. — Revue industr. 1877, S. 406.
- Brücke über den Des-Moines-Fluss, Iowa (Pratt'sche Träger). Engng. news 1877, Aug. S. 205.
- Amerikanischer Eisenbrückenbau. Maschinen-Konstr. 1877, S. 321, 341.
- Boller. Ponts métalliques aux Etats-Unis (Pont de St. Joseph sur le Missouri, pont de Plainfield, New-Jersey). Revue industr. 1877, S. 436. — Gaz. des Arch. 1877, S. 320.
- Malézieux. Ponts métalliques aux Etats-Unis. Revue industr. 1877, S. 293.
- Einsturz der Ashtabula-Brücke. Engng. 1877, S. 175. — Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1877, S. 75. — Organ f. d. Fortschr. d. Eisenbahnw. 1877, S. 170. — Ann. des ponts et chaussées 1877, XIII. Bd. S. 547. — Wochenschr. d. österr. Ing.-Ver. 1877, S. 287. — Deutsche Bauz. 1877, S. 435.
- The new railway bridge over the Hudson river at Poughkeepsie. Engineer 1876, März, S. 207. — Scientific american 1878, Suppl. S. 1794.
- Pont sur la rivière de Kentucky. Revue industr. 1878, S. 11. — Scientific american, Suppl. III, S. 1044. — Dasselbst Suppl. IV, S. 1503.
- Steiner, Fr. Über Brückenbauten in den Vereinigten Staaten von Nord-Amerika. Wien 1878.
- American engineering, as illustrated by the American Society of civil engineers at the Paris exposition. (Types of bridge superstructures. Old and new Viaducts at Portage. Bridge superstructures constructed by Delaware bridge Company. Girard avenue bridge, Philadelphia. Long span of Louisville bridge. Kentucky river bridge. Bridge over the Pennsylvania railroad at Philadelphia. Bridge over the Ohio river at Cincinnati.) Transact. of the american society of civ. eng. 1878, S. 336.
- Proell und Scharowsky. Der amerikanische und der deutsche Brückenbau in Eisen. Civiling. 1878, S. 497.
- Comolli, L. A. Les ponts de l'Amérique du Nord. Étude, calcul, description de ces ponts, comparaison des systèmes américains et européens. Paris 1878.
- Clarke, T. C. Amerikanische Eisenbahnbrücken großer Spannweiten. Engng. 1878, S. 405. — Builder 1878, S. 571.
- Brücken der Canadianischen Eisenbahn. Engng. 1878, II. S. 182, 228.

- Bridge superstructure. Engng. news 1879, S. 204. — Scientific american 1879, Suppl. S. 2986.
- General specifications for iron bridge. Engng. news 1879, S. 174. — Railroad Gaz. 1879, S. 175.
- Ponts métalliques du chemin de fer New-York-Lac Erie. Rev. chem. 1879, S. 127.
- Doll. The Howe truss bridge question. Nostrands Mag. 1879, S. 475.
- Brücke über den Kentucky-Fluss. Deutsche Bauz. 1879, S. 220.
- Lavoigne et Pontzen. Les chemins de fer en Amérique. Paris 1880.
- Die Langhery-Schlucht-Brücke (dreiteiliges Fachwerk, 90,7 m Stützweite). Engng. 1880, März, S. 222.
- Ottawa-Brücke in Canada. Engng. 1880, Okt. S. 336.
- Eiserner Viadukt über den Grand river (Doppelfachwerksträger). Engng. 1880, Aug. S. 154.
- Eine eingleisige Brücke über den Missouri zu Plattsmouth, Nebr. Railroad gaz. 1880, Dez. S. 640, 653, 659, 665. — Engng. 1880, Okt. S. 335.
- Eine eingleisige Brücke über den Ohio nächst Beaver (Fachwerksträger, System Pratt). Engineer 1880, Dez. S. 491. — Railroad gaz. 1880, Okt. S. 554.
- Eisenbahnbrücke über den Monongahela nächst Pittsburg (Fachwerksträger). Engng. 1880, Okt. S. 274, 292.
- Eisenbahnbrücke bei Glasgow über den Missouri (1237 m lang, System Linville). Ann. des ponts et chaussées 1881, Febr. S. 197.
- Schiefe zweigleisige Brücke über den Erie-Kanal (System Linville). Scientific american 1882, Suppl. April, S. 5242.
- Roudout-Brücke der New-York-West Shore-Buffalo-Eisenbahn (Trapez-Fachwerksträger, 380 m lang). Scientific american 1884, Suppl. S. 7050.
- Straßenbrücke über den Monongahela in Pittsburg (zwei Pauli-Träger von je 109,7 m Stützweite). Engng. 1884, I. S. 239.
- Eisenbahnbrücke über den Ohio in Henderson. Railroad gaz. 1885, Aug. S. 513. — Engng. news 1885, Aug. S. 105.
- Waddell. The designing of ordinary iron highway bridges. New-York 1886.
- Eiserne Straßenbrücke in Vermont (Fachwerk mit parallelen Gurten). American engineer 1887, Jan. S. 15.
- Die Blair-Crossing-Brücke über den Missouri. Engng. 1887, Sept. S. 250, 304, 367. — Nouv. ann. de la construction 1887, S. 90.
- Eine eingleisige Eisenbahnbrücke über den Missouri bei Rulo (Fachwerksträger doppelten Systems mit geneigten Endständen). Railroad and engng. journal 1887, No. 9, S. 403.
- Neue Brücke über den Mississippi (zwei Flußöffnungen à 182,9 m). Engng. 1888, April, S. 407.
- Hawkesbury-Brücke in Australien (Länge 883 m). Scientific american 1888, Suppl. S. 10 504. — Engineer 1888, II. S. 207.
- Eisenbahnbrücke über den Big Warrior-River bei Cordova in Alabama. Engineer 1888, II. S. 92.
- Chenab-Brücke der Indian-state-Eisenbahn. Parallelträger (17 Öffnungen à 62,83 m). Engineer 1888, II. S. 228.
- Viadukt über den Loa-Fluss in der Autofagasta-Eisenbahn (Bolivia), (Parallelträger). Engineer 1889, I. S. 332, 346.
- Eisenbahnbrücke über den Missouri bei Kansas. Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1889, S. 361, 393.
- Größere eiserne Brücken in Süd-Amerika. Engineer 1889, I. S. 436.

E. Fachwerksbrücken mit kontinuierlichen Trägern.

- Elbe-Brücke der österr. Nordwestbahn bei Aufsig. Allg. Bauz. 1874, S. 62.
- Eiffel. Viaduc en fer sur piles métalliques. Vallée de Thonet, chemin de fer de Bressuire à Tours. Nouv. ann. de la constr. 1874, S. 57.
- Brücke der österr. Nordwestbahn bei Tetschen. Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1875, S. 21.
- Straßenbrücke über den Grent-Fluss (Gunthorpe-Brücke). Engng. 1875, Juni, S. 536. — Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1876, S. 158.
- Rhein-Brücke der Verbindungsbahn bei Basel. Eisenb. 1875, Bd. III, S. 87.
- Rhein-Brücken der schweiz. Nationalbahn bei Stein. Eisenb. 1875, Bd. III, S. 163.
- Thur-Viadukt bei Ossingen, Schweiz. Eisenb. 1875, Bd. III, S. 154.
- Victoria-Brücke zu Brisbane (Queensland). Engng. 1875, Dez. S. 496.
- Meiszner. Brücke über die Szamos bei Szatmár. Allg. Bauz. 1879, S. 43, 49.
- Pont sur pieux à vis de Saïgon. Nouv. ann. de la constr. 1879, S. 51.
- Reufs-Viadukt bei Mellingen. Allg. Bauz. 1879, S. 59.
- Der Oudov-Viadukt auf der Linie Sablé-Châteaubriant. Bulletin mens. de la soc. des anciens élèves des écoles d'arts et métiers. 1879, Febr. S. 94.
- Kohé-Brücke über den Nil oberhalb Alexandria. Engng. 1879, Aug. S. 132, 144.
- Arrah-Straßenbrücke (vom Winde abgeworfen). Engng. 1880, S. 490.

Zweiggleisiger Viadukt über das Thal von Saint-Léger zwischen Versailles und Poissy. Ann. des ponts et chaussées 1882, Nov. S. 395.

Die Brücken zur Oliven-Insel in Pola. Bautechniker 1885, S. 503.

Straßenbrücke über die Thur bei Oberbüren, Kanton St. Gallen. Schweiz. Bauz. 1886, Dez. S. 147.

Brücke über den Minho. Génie civil 1886, Mai, S. 33.

F. Fachwerksbrücken mit Kragträgern.

Eiserner Überbau der Warthe-Brücke bei Posen. Zeitschr. f. Bauw. 1877, S. 41.

Die Kentucky-River-Brücke. Railroad gaz. 1877, Jan. S. 29. — Engng. news 1877, Febr. S. 37.

Überbrückung der Themse am Little Tower Hill (London). Engng. 1879, Mai, S. 411.

Eiserner Fußsteg über die Seine bei Passy. Nouv. ann. de la constr. 1880, S. 178.

Straßenbrücken nach Gerbers System. Deutsche Bauz. 1882, S. 309.

Neue Niagara-Brücke. Génie civil 1883, Dec. — Wochenschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1884, S. 14. —

Centralbl. d. Bauverw. 1884, S. 56. — Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1884, S. 385.

Eisenbahnbrücke über den St. Lorenz-Fluss zu Quebec. Engng. 1885, April, S. 336. — Wochenbl. f. Bauk. 1885, S. 191.

Eisenbahnbrücke über den St. Johns-Fluss in Neu-Braunschweig. Centralbl. d. Bauverw. 1886, Jan. S. 4.

Zweiggleisige Eisenbahnbrücke über den Hudson-Fluss bei Poughkeepsie. Engng. 1887, Febr. S. 163. — Railroad and engng. journ. 1887, Juli, S. 296. — Scientific american 1888, Febr. S. 60. — Scientific american 1888, Suppl. S. 10311. — Génie civil 1888, Bd. XIII, S. 129.

Brücke über den Lorenz-Strom bei Lachine. Scientific american 1888, Suppl. S. 10332. — Engineer 1888, April, S. 359.

Neue Neckar-Brücke in Mannheim (Preisbewerbung). Centralbl. d. Bauverw. 1887, S. 430. — Ann. des travaux publics 1888, Mai, S. 2054.

Donau-Brücke bei Czernawoda (Preisbewerbung). Schweiz. Bauz. 1888, Bd. XII, S. 126, 152.

Jubilee-Brücke über den Hooghly in Ostindien. Ann. des travaux publics 1888, S. 2161.

Kentucky-Indiana-Brücke, Louisville (1174 m lang). Engng. 1888, Jan. S. 85, 90. — Organ f. d. Fortschr. d. Eisenbahnw. 1888, S. 163.

Brücke über den Indus bei Sukkur. Engng. 1888, I. S. 229. — Dasselbst 1889, I. S. 10. — Scientific american 1889, Suppl. S. 11244. — Engineer 1884, Juli, S. 19. — Dasselbst 1886, Juli, S. 28.

Forth-Brücke. Génie civil 1888, Bd. XII, S. 354; Bd. XIII, S. 358. — Engng. 1888, I. S. 406, 452, 511, 516. Dasselbst 1888, II. S. 6, 205. — Ann. des travaux publics 1888, April-Juni, S. 2043, 2065, 2084.

— Nouv. ann. de la constr. 1888, S. 161, 182. — Scientific american 1882, Suppl. S. 5645. Dasselbst 1888, Suppl. S. 10650, 10730. — Engineer 1881, Mai, S. 373. Dasselbst 1887, Nov. S. 438. Dasselbst 1889, I. S. 36. — Centralbl. d. Bauverw. 1882, S. 12, 392.

Barkhausen, G. Die Forth-Brücke. Berlin 1889.

Berichtigungen zu sämtlichen Abteilungen.

Erste Abteilung.

Kapitel I.

S. 21, Z. 11 v. u. setze: 486 statt 518.

Kapitel II.

S. 132. In Gleichung 18 setze: $\frac{\gamma_1 h_1}{2}$ statt $\frac{\gamma_1}{2}$.

S. 141, Z. 13 v. u. setze: 28 statt 27.

S. 202, Z. 5 v. o. setze: S. 95—102 statt S. 209.

S. 207, Z. 5 v. o. setze: $\frac{a}{\sin \alpha} + \frac{b}{\tan \alpha}$ statt $(a + b) \cotang \alpha$.

S. 213. In Fig. 40 bezeichne die Linie OA mit R.

S. 217, Z. 16 v. o. setze: Gleichung 106.

S. 217. In Fig. 45 bezeichne die Linie MN mit t.

S. 217, Z. 23 v. o. setze: Abscissen statt Ordinaten.

Kapitel IV.

S. 393. In Gleichung 26 setze: k statt p .

S. 393. In Gleichung 27 setze: $\frac{3,7}{4,5}$ statt $\frac{3,7}{4,5}$.

S. 418. In den beiden Gleichungen 107 setze bezw.: $0,0018 F \cdot l^2$ und $0,0018 \frac{S}{K} l^2$ statt $0,0018 l^2$.

S. 426. Gleichung 124 heißt $W_m = \frac{l_1}{2(l_1 + m \lambda)} \cdot H$.

S. 430. In Gleichung 131 setze: P statt G .

S. 436. In Gleichung 177 setze: $\frac{d_0 d_5}{2}$ statt $\frac{d_0^2}{2}$.

Zweite Abteilung.**Kapitel VII.**

S. 11, Z. 7 v. o.: Die Formel gibt nur das Eisengewicht (nicht das Eigengewicht) f. d. lfd. m Gleis.

S. 12, Z. 9 v. u. setze: Eisengewicht statt Eigengewicht.

S. 84, Z. 1 v. o.: Weyrauch. Festigkeits- und Dimensionen-Berechnung ist bereits in einer 2. Auflage erschienen.

S. 92, Z. 21 v. u. setze: $\delta = 0,15 h + 1 \text{ mm}$ statt $\delta = 1,5 h + 1 \text{ mm}$.

Daselbst Z. 6 v. u. setze: $\delta = 0,1 b + 1 \text{ mm}$ statt $\delta = 0,16 + 1 \text{ mm}$.

S. 100. In Fig. 22 bezeichne die Wandstärke mit δ_1 statt δ .

Kapitel IX.

S. 331, Z. 20 v. u. setze: 4 statt 3.

Dritte Abteilung.**Kapitel XI.**

S. 87, Z. 21 v. o. setze: gepropft statt geproft.

S. 96. In Holzschnitt 53 setze: G statt K .

S. 96, Z. 5 v. u. setze: — statt =.

S. 114, Z. 15 v. o. setze: qcm statt qmm.

S. 154, Z. 2 v. o. setze: $\frac{1}{l_1} \Sigma P \lambda l_1 (l_1^2 - \lambda^2 l_1^2)$ statt $\frac{1}{l_2} \Sigma P \lambda l_1 (l_1^2 - \lambda^2 l_1^2)$.

S. 155, Z. 8 v. u. setze: $+\frac{1}{4 J_2} (x_2^4 - x_1^4)$ statt $=\frac{1}{4 J_2} (x_2^4 - x_1^4)$.

S. 161, Z. 1 v. u. setze: $P_1 \frac{a_1}{l_1} (l_1 - x)$ statt $P \frac{a_1}{l_1}$.

S. 161, Z. 16 v. u. setze: $\frac{b_1 + l_2}{l_1 + l_2} \cdot P$ statt $\frac{b_1 + l_2}{l_1 + l_2}$.

S. 162. Im Nenner der Gleichung 49 setze: $\int w_1 x dx$ statt $\int w_1 dx$.

S. 163, Z. 8 v. o. setze: cen statt cer .

S. 164, Z. 16 v. u. setze: $\frac{1}{l_2}$ statt $\frac{1}{l^2}$.

Berichtigungen zur vierten und zur fünften Abteilung findet man auf S. 257 bezw. auf S. 264 derselben.

Sachregister der zweiten Abteilung.

Abdeckung der Flügel. 512.
 Abnutzung des Bohlenbelags. 170.
 Allgemeine Anordnung eiserner
 Brücken. 109.
 Anlauffarben. 43.
 Anordnung der Hauptträger bei
 Brücken für Strafen und Eisen-
 bahnen. 149.
 — bei Eisenbahnbrücken. 128.
 — bei Strafenbrücken. 144.
 Armierte Balken. 402.
 Asphalt-Beton f. Strafenbrücken.
 175.
 Auflager bei schiefen Brücken.
 154.
 Auflagerdruck. 507.
 Ausgeführte Blechbrücken. 417.
 — Fachwerksbrücken, mit Einzel-
 trägern, amerikanische. 522.
 — —, europäische. 516.
 — —, kontinuierliche. 524.
 — —, mit Kragträgern. 527.
 Äußere Kräfte bei geraden Trä-
 gern. 268.
 Auszugsvorrichtungen bei Eisen-
 bahnbrücken. 167.

Balken, armierte. 402.
 Balkenbrücken. 125.
 —, einfache, Berechnung. 269.
 —, —, Momente. 270.
 —, —, Stützendrücke. 269.
 —, —, Transversalkräfte. 269.
 —, Konstruktion. 389.
 —, Theorie. 213.
 — mit vollwandigen Trägern. 398.
 — mit konkavem Untergurt. 434.
 Bahnträger. 121.
 Belag bei Eisenbahnbrücken. 166.
 Belageisen. 101.
 —, Berechnung. 183.
 — als Brückentafel. 182.
 Belastung, mobile, s. Verkehrs-
 last.
 Belastungs-Äquivalent, s. stell-
 vertretende Last.

Beschotterung f. Strafenbrücken.
 175.
 Bessemer-Gußstahl. 57.
 Biegung, Verhalten des Gußeisens
 gegen —. 42.
 Blechbrücken. 403.
 —, Beispiele. 417.
 (s. auch Blechträger.)
 Bleche. 85.
 —, Preise. 85.
 Blechträger, Hauptdimensionen.
 406.
 —, Horizontalverband. 417.
 —, Lager. 417.
 —, Querträger. 415.
 —, Querverband. 416.
 —, Trägheitsmomente. 407.
 —, Zwischenträger. 415.
 Blechwand. 411.
 Bogenträger. 126.
 Bohlenbelag für Strafenbrücken.
 170.
 —, Abnutzung. 170.
 —, Kosten. 170.
 Bolzen. 102. 437.
 Bolzenanschlüsse, Theorie. 454.
 Bolzenknoten, Konstruktion. 463.
 Breite der Brücken, Einfluß der
 —. 127.
 Brücken, eiserne, allgemeine An-
 ordnung. 109.
 —, —, angreifende Kräfte. 4.
 —, —, Eigengewicht. 4. 441.
 —, —, der Fahrbahn bei Eisen-
 bahnbrücken. 5.
 —, —, — bei Strafenbrücken. 6.
 —, —, der Fußwege bei Stras-
 senbrücken. 7.
 — mit Fachwerkträgern. 421.
 —, gerade. 123.
 —, Kurven-. 123.
 — für Nebenbahnen. 143.
 —, normalspurige. 143.
 —, schmalspurige. 143.
 — mit obenliegender Fahrbahn.
 128.

Brücken mit obenliegender Fahr-
 bahn, eingleisige, 2 Haupt-
 träger. 128.
 — —, —, 3 Hauptträger. 134.
 — —, —, 4 Hauptträger. 134.
 — —, zweigleisige, 2 Haupt-
 träger. 135.
 — —, —, 3 Hauptträger. 136.
 — —, —, 4 Hauptträger. 136.
 —, offene. 122.
 —, schiefe. 123. 154.
 —, —, Auflager. 154.
 —, —, Aussteifung. 157.
 —, —, Endanordnungen. 154.
 —, —, Lage der Querschwellen.
 156.
 —, —, Querträger. 154.
 —, —, Querverbindungen. 154.
 — für Strafen und Eisenbahnen.
 149.
 — — —, Bahn in gleicher Höhe.
 149.
 — — —, Bahn in verschiedener
 Höhe. 150.
 — mit untenliegender Bahn. 139.
 — —, eingleisige, 2 Hauptträger.
 139.
 — —, —, 4 Hauptträger. 140.
 — —, zweigleisige, 2 Haupttr. 140.
 — —, —, 3 Hauptträger. 141.
 — —, —, 4 Hauptträger. 141.
 —, Verkehrslasten. 16.
 —, zerlegbare. 442.
 Brückentafel. 177.
 — aus Belageisen. 182.
 — aus Buckelplatten. 192.
 — aus Gußeisen. 182.
 — aus Steinplatten. 179.
 — aus Wellenblech. 185.
 — aus Ziegelgewölben. 180.
 Buckelplatten. 192.
 —, Tragfähigkeit. 193.
Cantilever, s. Kragträger.
 Centrifugalkraft in Kurven. 28.

- Deformationsarbeit**, s. Formänderungsarbeit.
- Dehnungen**. 253.
- Dehnungsellipsoid**. 253.
- Dilatations-Vorrichtung**, s. Auszugs-Vorrichtung.
- Druckquerschnitte**. 443.
- Druckstäbe bei amerikanischen Brücken**. 449.
- Druckverteilung bei der Brückentafel**. 177.
- Durchbiegung**. 243. 362.
- der Balkenbrücken. 383.
- der Fachwerkträger. 385.
- der Vollwandträger. 383.
- Eigengewicht eiserner Brücken**. 4. 436. 441.
- der Fahrbahn der Eisenbahnbrücken. 5.
- der Straßenbrücken. 6.
- der Fußwege. 7.
- der Hauptträger bei Eisenbahnbrücken. 9.
- — bei Straßenbrücken. 9.
- der Pfeiler. 508.
- Eigenschaften des Materials**. 40.
- Einfluß der Horizontalkräfte auf die Entfernung der Träger**. 129.
- starrer Knotenverbindungen. 358.
- wechselnder Belastung auf Zug und Druck. 71.
- wiederholter Anstrengung. 71.
- Einflußlinien**. 216. 227.
- , statische Ermittlung. 230.
- bei kontinuierlichen Trägern. 298.
- Einzellasten b. Eisenbahnbrücken**. 17. 19. 22.
- Eisenbahnbrücken, Anordnung der Hauptträger**. 128.
- , Auszugsvorrichtungen. 167.
- , Belag. 166.
- , Eigengewicht. 10.
- , — der Fahrbahn. 5.
- , — der Hauptträger. 9.
- , Einzellasten. 17. 19.
- , gleichförmig verteilte Last. 20.
- , Längsschwellen. 164.
- , Querschwellen. 162.
- , Sicherheitsvorkehrungen. 167. 168.
- , Sicherung gegen Zündung. 168.
- , Überführung der Bettung. 166.
- , Verkehrslasten. 17.
- Eisensorten**. 84.
- Elasticität**. 43.
- des Schweifseisens, Mittelwerte. 47.
- Elasticitätsgrenze**. 73.
- Elastische Linie**. 258.
- Endabschlüsse (Endanordnungen) schiefer Brücken**. 154. 496.
- für Straßenbrücken. 176.
- Endknotenpunkte**. 476.
- Endständer**. 478.
- Endpfeiler**. 507.
- , Grundform. 510.
- , Querschnittsform. 509.
- Entwässerung der Fußwege**. 208.
- für Straßenbrücken. 176.
- Erdkegel**. 513.
- Fächerbrücken**. 124. 158.
- Fachwerk, doppeltes**. 426.
- , einfaches. 426.
- mit Gegendiagonalen. 343.
- , mehrfaches. 346. 429.
- , statisch bestimmtes. 225.
- , — unbestimmtes. 237.
- , Theorie. 221.
- , zusammengesetztes. 327.
- , zweifaches. 428.
- Fachwerksbrücken**. 421.
- , ausgeführte. 516.
- , —, mit Einzelträgern, amerikanische. 522.
- , —, —, europäische. 516.
- , —, mit kontinuierlichen Trägern. 524.
- , —, mit Kragträgern. 527.
- , Gurtungen. 451.
- Fachwerksträger, Entfernung der Querträger**. 423.
- mit geraden Gurten. 426.
- , Hauptträger der —. 426.
- , Höhe. 423.
- mit polygonalen Gurten. 430.
- Fahrbahn**. 122. 162.
- der Eisenbahnbrücken, Eigengewicht. 5.
- der Straßenbrücken, Eigengewicht. 6.
- Fahrbahndecke**. 122.
- Fahrbahngerippe**. 194.
- , Längsträger. 197.
- Fahrbahntafel**. 122.
- Festigkeit des Schweifseisens**. 43.
- , —, Mittelwerte. 47.
- des Stahles, Mittelwerte. 59.
- Flacheisen**. 86.
- , Preise. 86.
- Flügel der Endpfeiler**. 510.
- , —, Abdeckung. 512.
- , —, Stärke. 512.
- bei schiefen Brücken. 515.
- Fluß Eisen**. 39. 41. 52.
- , Verwendung. 61.
- Flußstahl**. 39. 41.
- , Verwendung. 61.
- Formänderungsarbeit**. 240.
- Füllungsstäbe b. Fachwerken**. 221.
- , Kreuzung der —. 477.
- , Querschnitte. 447.
- Fußwege**. 122. 205.
- , Entwässerung. 208.
- , Gas- und Wasserleitungsröhren daselbst. 209.
- bei Straßenbrücken. 7.
- Fußwegdecke**. 207.
- Fußwegtafel**. 207.
- Gasleitungsröhren unter Fußwegen**. 209.
- Geländer**. 122. 211.
- Gelenke**. 367.
- Gelenkverbindungen von Gerber**. 440. 518.
- Gerüstbrücken, amerikanische**. 403.
- Grundformeln**. 255.
- des geraden Stabes. 256.
- Gurtungen**. 221.
- der Fachwerkbrücken. 451.
- Guß Eisen**. 41.
- als Brückentafel. 182.
- Gußstahl**. 57.
- Halbparabelträger (Halbparallelträger)**. 432.
- Hängebrücken**. 126.
- Hauptspannungen**. 253.
- , ideale. 410.
- Hauptträger**. 121.
- , Anordnung bei Eisenbahnbrücken. 128. 142.
- , — bei Straßenbrücken. 144.
- , Arten. 426.
- , Entfernung bei Brücken in Kurven. 131. 140.
- Höhe der Fachwerksträger**. 423.
- Holzstöckelpflaster**. 172.
- , Imprägnierung. 173.
- Horizontalverband**. 122.
- bei Blechbrücken. 417.
- Eisen**. 94.
- , Normalprofile. 96.
- , Preise. 97.

Inanspruchnahme, zulässige. 73.
 Influenzlinien, s. Einfluslinien.
 Innere Kräfte bei vollwandigen Trägern. 253.

Kipplager, feste. 503.
 Knoten. 221.
 Knotenbleche, Befestigung der Gitterstäbe. 467.
 Knotenpunkte, genietete, Konstruktion. 466.
 — bei verschiedenen Querschnittsformen. 470.
 Knotenverbindungen, starre. 358.
 Konsolen. 205. 209.
 —, Blechträger als —. 209.
 —, Fachwerke als —. 211.
 Konstruktion der Balkenbrücken. 389.
 Konstruktionselemente. 39.
 Konstruktionshöhe. 125.
 Kontinuierliche Träger. 353.
 — —, ausgeführte. 524.
 — —, Einfluß d. Querträger. 302.
 — —, Einfluslinien. 298.
 — —, Fixpunkte. 294.
 — —, graphische Behandlung. 291.
 — —, — —, Momente. 295.
 — —, — —, Transversalkräfte. 295.
 — —, — —, Stützenmomente. 297.
 — —, Konstruktion. 432.
 — —, rechnerische Behandlung. 303.
 — —, — —, Normalmomente. 312.
 — —, — —, Stützendrücke. 303.
 Kosten. 111.
 — des Bohlenbelags der Straßenbrücken. 170.
 — der ganzen Brücke. 111.
 — der Eisenkonstruktion. 111.
 — der Pfeiler. 111.
 Kräfte, angreifende bei eisernen Brücken. 4. 29.
 —, äußere bei geraden Trägern. 268.
 —, innere bei vollwandigen Trägern. 253.
 Kragträger. 290.
 —, ausgeführte. 524.
 Krenzung der Füllungsstäbe. 477.
 Kurvenbrücken. 123.
 —, gerade. 123.
 —, schiefe. 123.

Lager, Berechnung. 503.
 —, bewegliche. 503.
 — der Blechträger. 417.
 — der Fachwerkträger. 497.
 — der Kragträger. 501.
 Langschwelen für Eisenbahnbrücken. 164.
 Längsträger, Berechnung. 197.
 — der Fahrbahn bei Eisenbahnbrücken. 202.
 — — bei Straßenbrücken. 202.
 — mit gelenkigem Anschluß. 204.
 — höherer Ordnung. 122.
 — zweiter Ordnung. 121.
 Längsverband. 122. 151. 481.
 (s. auch Windverstrebung.)
 —, Berechnung. 490.
 —, Konstruktion. 492. 495.
 — bei Eisenbahnbrücken. 151.
 Landpfeiler, s. Endpfeiler.
 Lichtweite. 110.
Martin-Siemens-Gußstahl. 57.
 Material, allgemeine Eigenschaften. 40.
 — der Niete. 108.
 Materialwiderstände. 39.
 Menschengedränge. 24.
 Mittelpfeiler. 506.
 Mittelständer bei kontinuierlichen Brücken. 479.
 Momente bei Balkenträgern. 270.
 — bei direkter Belastung. 272.
 — bei indirekter Belastung. 279.
 — kontinuierlicher Träger. 295.
Nebenspannungen. 357. 364.
 — infolge Montierung. 380.
 — — Querträgereinspannung. 369.
 — — Temperatur. 371.
 — — Veränderung der Höhenlage der Stützen. 378.
 Netzwerk, einfaches. 428.
 Nietanschlufs, Theorie. 458.
 Niete. 102. 104. 437.
 —, einschnittige. 459.
 —, Material. 108.
 —, zweischnittige. 459.
 Nietung. 104.
 Nietverbindungen bei Blechträgern. 413.
 Normalprofile, I-Eisen. 96.
 —, T-Eisen. 92.
 —, J-Eisen. 98.
 —, Winkeleisen. 88.

Öffnungen eiserner Brücken, Gröfse und Zahl der —. 109. 119.

Parabelträger. 331.
 Parallelflügel. 513.
 Parallelträger. 324.
 — mit Netzwerk. 326.
 Pauli-Träger. 340.
 Pendelpfeiler. 117.
 Pfeiler. 110. 506.
 —, Auflagerdruck. 507.
 —, Eigengewicht. 508.
 —, schmiedeiserne. 116.
 Preise der Bleche. 85.
 — der Flacheisen. 86.
 — der I-Eisen. 97.
 — der J-Eisen. 99.
 — der Winkeleisen. 91.
 Portale. 480.
Quadrant-Eisen. 100.
 Qualitätskoeffizienten des Materials. 48.
 Querkonstruktionen, s. Zwischenkonstruktionen.
 Querschnitt der Blechträger. 403.
 — der Füllungsstäbe. 447.
 — der Stäbe, Berechnung. 443.
 — vollwandiger Träger. 260.
 Querschnittsform d. Endpfeiler. 509.
 Querswelen bei Eisenbahnbrücken. 162.
 Querträger. 121. 204.
 —, Anschluß der —. 474.
 — bei Blechbrücken. 415.
 —, Einfluß der Einspannung der —. 369.
 — höherer Ordnung. 112.
 — bei schiefen Brücken. 154.
 Querverband. 122. 151. 481.
 —, Berechnung. 490.
 — bei Blechbrücken. 415.
 — bei Eisenbahnbrücken. 152.
 —, Konstruktion. 492.
 Querverbindungen, Anschluß. 474.
 Querversteifung. 122. 151.
Scharnierbolzen. 102.
 Schiefe Brücken, s. Brücken, schiefe.
 Schmiedeisen. 43.
 Schraubenbolzen. 102.
 Schwedler-Träger. 336.
 Schweifeisen. 41. 43.
 Schweifstahl. 41.
 Schwellenträger. 121.

- Sekundärspannungen, s. Nebenspannungen.
- Sextant-Eisen. 100.
- Sicherheitsvorkehrungen b. Eisenbahnbrücken. 167.
- gegen Zündung. 168.
- Spannungen in statisch bestimmten Systemen, graphische Ermittlung. 232.
- —, rechnermäßige Ermittlung. 236.
- Spannungsellipsoid. 253.
- Stäbe, Stöße der —. 468.
- Stabquerschnitt, Berechnung. 443.
- Stahl. 56.
- , Festigkeit, Durchschnittswerte. 59.
- , Festigkeit und Elasticität. 57.
- Stärke der Flügel. 512.
- Stampfasphalt f. Straßenbrücken. 175.
- Steinpflaster für Straßenbrücken. 175.
- Steinplatten als Brückentafel. 179.
- Stellungswinkel. 360.
- Stellvertretende Lasten bei Eisenbahnbrücken. 20.
- — bei Straßenbrücken. 24.
- Stelzenlager. 506.
- Stöße der Stäbe. 468.
- Straßenbrücken, Anordnung der Hauptträger. 144.
- , Bohlenbelag. 170.
- , —, Abnutzung. 172.
- , —, Kosten. 171.
- , Brückendecke. 170.
- , Eigengewicht. 12.
- , — der Fahrbahn. 6.
- , — der Fußwege. 7.
- , — der Hauptträger. 9.
- , Einzellasten. 22.
- , Endabschlüsse. 176.
- , Entwässerung. 176.
- mit oberliegender Bahn. 145.
- , Verkehrslast. 22.
- Streben bei Fachwerkbrücken. 221.
- Streckungen des Materials. 70.
- Streckgrenze. 70.
- Stützendrucke bei Balkenträgern. 269.
- Stützenmomente kontinuierlicher Träger. 297. 312.
- Stützweite. 422.
- T**-Eisen. 92.
- , breitfüßige. 92.
- , hochstegige. 92.
- , Normalprofile. 92.
- Theorie der Balkenbrücken. 213.
- der Bolzenanschlüsse. 454.
- der kontinuierlichen Träger, graphische Behandlung. 291.
- —, rechnerische —. 303.
- des Nietanschlusses. 458.
- der Winddruckverteilung. 487.
- Träger von Gerber. 215.
- (s. auch Träger mit schwebenden Stützen und Kragträger.)
- , statisch bestimmte. 214.
- , —, Kennzeichen. 225.
- , statisch unbestimmte. 215.
- mit schwebenden Stützen. 290. 345. 349.
- Trägerentfernung, Einfluß der Horizontalkräfte auf die —. 129.
- Trägheitsmomente der Blechträger. 407.
- Tragfähigkeit der Buckelplatten. 193.
- Transversalkräfte bei Balkenträgern. 269.
- bei direkter Belastung. 272.
- bei indirekter Belastung. 279.
- bei kontinuierlichen Trägern. 295.
- Trapezförmige Brücken (im Grundriss —). 124.
- Trapezträger, Konstruktion. 430.
- , Theorie. 331.
- Tiegelgußstahl. 57.
- Thomas-Stahl. 57.
- U**-Eisen (\sqcap -Eisen). 98.
- , Normalprofile. 98.
- , Preise. 99.
- Überbau. 110. 116.
- , Hauptkonstruktionsteile. 121.
- Überführung der Bettung bei Eisenbahnbrücken. 166.
- Überlagsplatten. 506.
- Unterlagsplatten. 506.
- V**erbindungsmittel. 101.
- , Konstruktion. 101.
- Verkehrslast. 16.
- bei Eisenbahnbrücken. 17.
- bei Straßenbrücken. 22.
- Verschiebungen, Gesetze der —. 263.
- Versenkung der Niete. 105.
- Verwendung des Flußstahls und Flußeisens. 61.
- W**alzbalkenbrücken. 400.
- Walzenlager. 505.
- Wasserleitungsröhren unter Fußwegen. 209.
- Wellenblech als Brückentafel. 185.
- Widerlagspfeiler, s. Endpfeiler.
- Winddruck. 26.
- Winddruckverteilung, Theorie. 487.
- Windverstrebung. 122. 152.
- (s. auch Längsverband.)
- Winkelisen. 87.
- , gleichschenklige. 88.
- , Normalprofile. 88.
- , Preise. 91.
- , ungleichschenklige. 88.
- Winkelflügel. 510.
- Wöhlers Gesetz. 67.
- Z**-Eisen. 99.
- Ziegelgewölbe als Brückentafel. 180.
- Zugquerschnitte. 443.
- Zugspannungen. 257.
- Zwangschienen. 169.
- Zwillingsträger. 400.
- Zwischenkonstruktionen, Anordnung der —. 150.
- (s. auch Längsverband und Querverband.)
- Zwischenträger bei Blechbrücken. 415.

Atlas

zum

Handbuch des Brückenbaus.

Zweite Abteilung.

Zweite, umgearbeitete und vermehrte Auflage.

I n h a l t.

Tafel I. Allgemeine Anordnung der eisernen Brücken und Materialaufwand. (Eigengewicht eiserner Brücken. Bedarf an Material für Gerüste, Gerüstbrücken, eiserne Pfeiler, steinerne Brücken u. a.).

Tafel II und III. **Brückenbahnen.**

- » II. Fahrbahnen und Fusswege der Strassenbrücken. (Verschiedene Konstruktionen der Brückendecke und der Brückentafel).
- » III. Fahrbahnen und Fusswege der Eisenbahnbrücken. Geländer.

Tafel IV bis VII. **Theorie der eisernen Balkenbrücken.**

- » IV. Äussere Kräfte der Balkenträger. (Graphische Ermittlung der äusseren Kräfte eines einfachen und eines kontinuierlichen Trägers.)
- » V. Äussere Kräfte der Balkenträger. (Transversalkräfte und Momente eines Trägers mit schwebenden Stützpunkten und eines kontinuierlichen Trägers, bei letzterem für stetig bewegte Lasten. — Einflusslinien und Momente bei der Franz-Josefs-Brücke in Prag).
- » VI. Theorie des Fachwerks. (Bestimmung der Stabspannungen mittels verschiedener Methoden und bei verschiedenen Anordnungen der Träger).
- » VII. Theorie des Fachwerks (Spannungen und Verschiebungen nach Mohr's Methode. — Transversalkräfte, Momente und Spannungen bei einem Träger mit schwebenden Stützpunkten. — Ermittlung der Nebenspannungen).

Tafel VIII bis XXI. **Konstruktion der eisernen Balkenbrücken.**

- » VIII. Gerade und schiefe Blechbrücken von verschiedenen Spannweiten.
- » IX. Anordnungen der Querschnitte der Blechbrücken.

Tafel X bis XIV. Europäische Fachwerksbrücken mit Einzelträgern und mit kontinuierlichen Trägern.

- » X. Viadukt über die Ravenna-Schlucht (Höllenthal-Bahn). — Viadukt über das Mülkenthal (Bahn Dittersbach-Glatz).
- » XI. Eisenbahnbrücke und Strassenbrücke über den Main bei Wertheim.
- » XII. Donaukanal-Brücke bei Wien (Eisenbahnbrücke). — Brücke über den Bahnhof Wien der Kaiserin Elisabeth-Bahn (Strassenbrücke).
- » XIII. Strassen- und Eisenbahnbrücke über die Elbe bei Aussig.
- » XIV. Nidda-Viadukt bei Assenheim (Bahn Friedberg-Hanau). — Strassenbrücke über die Oder bei Kosel. — Verschiedene Anschlüsse von Fusswegen an die Fahrbahnen der Strassenbrücken.

Tafel XV. Genietete Knotenpunkte und Queranschlüsse (Brücke über den Bahnhof Wien der Kaiserin Elisabeth-Bahn, Warthe-Brücke bei Posen, Weichsel-Brücke bei Thorn u. a.).

Tafel XVI und XVII. Amerikanische Fachwerksbrücken mit Einzelträgern.

- » XVI. Normen der Keystone Bridge Comp. Desgl. von Clarke, Reeves u. Comp. u. a.
- » XVII. Normen der American Bridge Comp. in Chicago. — Lackawaxen-Brücke. — Blair Crossing-Brücke über den Missouri (Eisenbahnbrücke). — Brücke über den Big Warrior River (Memphis- und Birmingham-Bahn).

Tafel XVIII und XIX. Brücken mit Kragträgern (Träger mit schwebenden Stützpunkten).

- » XVIII. Strassenbrücke über die Donau bei Vilshofen. — Eisenbahnbrücke über die Warthe bei Posen. — Kentucky-Viadukt der Cincinnati Südbahn.
- » XIX. Brücke über den Firth of Forth. — Brücke beim Niagara-Fall.

Tafel XX. Amerikanische Gerüstbrücken (Normen der Cincinnati-Südbahn). — Viadukt des Thals St.-Léger (Bahn Versailles-Poissy). Pfeiler desselben. — Pfeiler des Viadukts de la Combe Maran.

Tafel XXI. Lager eiserner Balkenbrücken. (Verschiedene Konstruktionen.)

Fig. 1. M. 1:30.

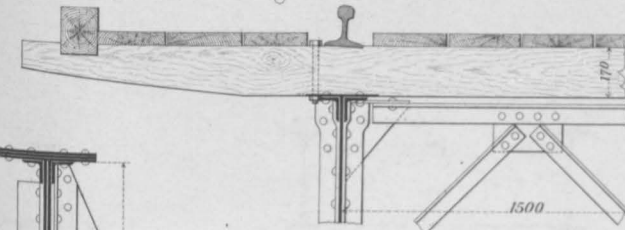


Fig. 2. Arlberg-Bahn.
M. 1:50.

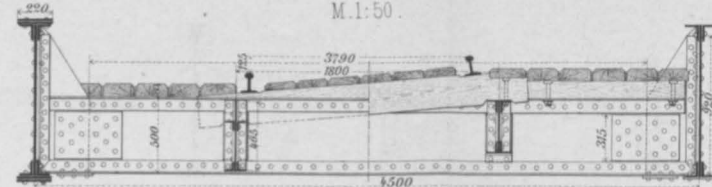


Fig. 3^a-3^c. Arlberg-Bahn.
Fig. 3^a. M. 1:50.

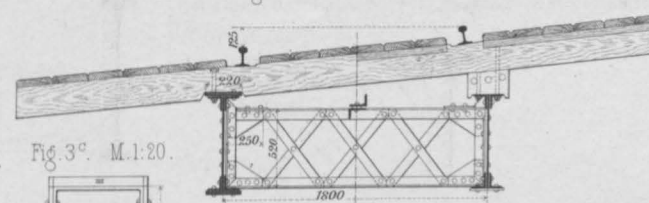


Fig. 3^b.

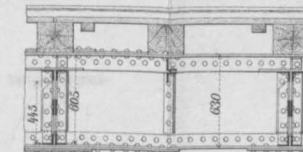


Fig. 4. Mosel-Brücke bei Bullay. M. 1:40.

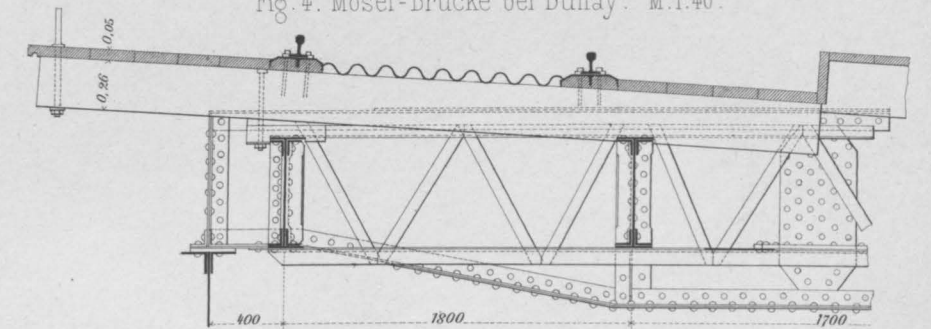
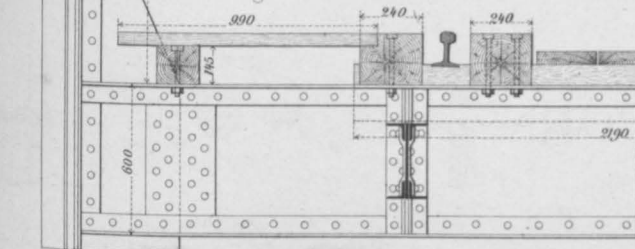


Fig. 5. Thur-Brücke. M. 1:30.



Brücke der Wien-Pottendorfer Eisenbahn.

Fig. 6. M. 1:30.

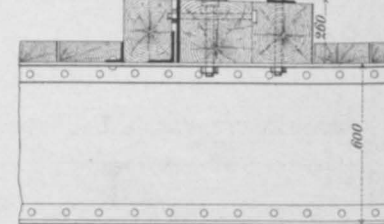


Fig. 7 u. 8.

Trisana-Viadukt.

Fig. 7. Bedielung.

M. 1:50.

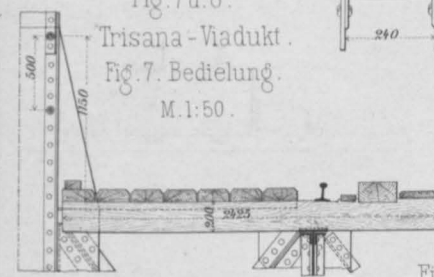


Fig. 8. Geländer-Detail. M. 1:10.

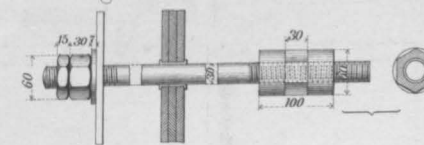


Fig. 9. M. 1:10.

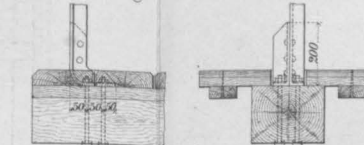


Fig. 10. Bayerische Staatsbahn. M. 1:20.

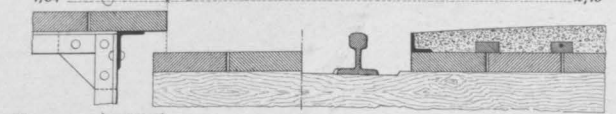


Fig. 11. Brücke der Bahn Reggio Bianconuovo.
M. 1:30.

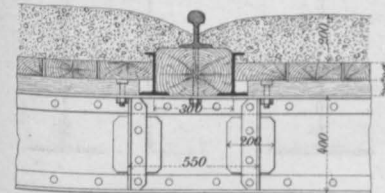


Fig. 12. Brücke der Orleansbahn. M. 1:30.

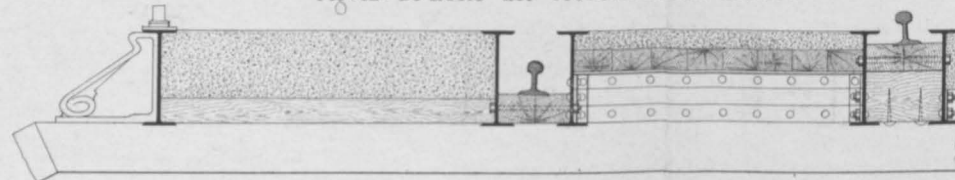
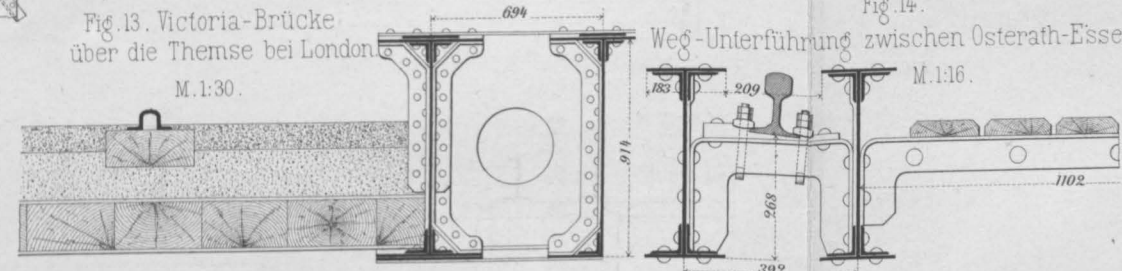


Fig. 13. Victoria-Brücke
über die Themse bei London.

M. 1:30.



Weg-Unterführung zwischen Osterath-Essen.

M. 1:16.

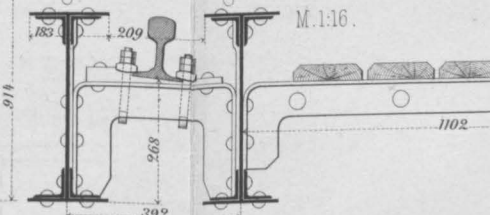


Fig. 15. Saarbrücke bei Konz. M. 1:35.

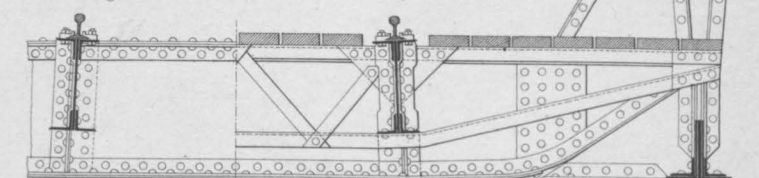
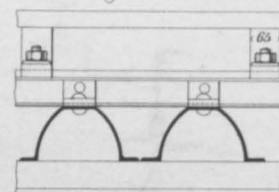


Fig. 17^b. M. 1:15.



Pendel-Viadukt in Weida.

Fig. 17^a. M. 1:30.

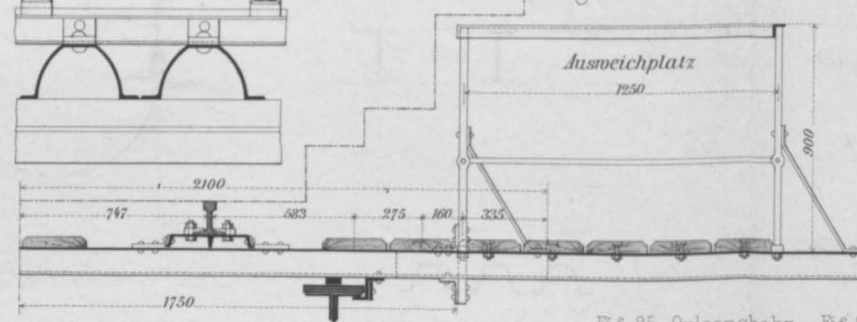


Fig. 18. Jglava-Viadukt bei Eibenschütz.

M. 1:30.

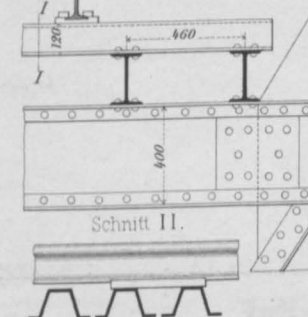


Fig. 19. Berliner Stadteisenbahn. M. 1:16.

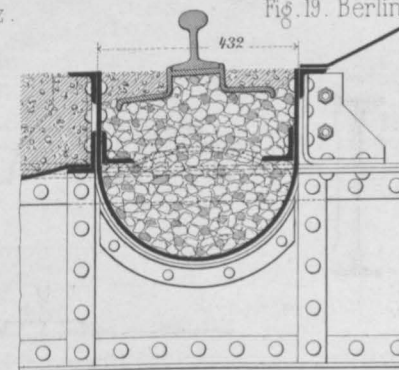


Fig. 20. Canner-Brücke.

M. 1:50.

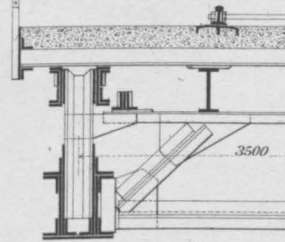


Fig. 21. Brücke über die Scheide
bei Oudenarde. M. 1:30.

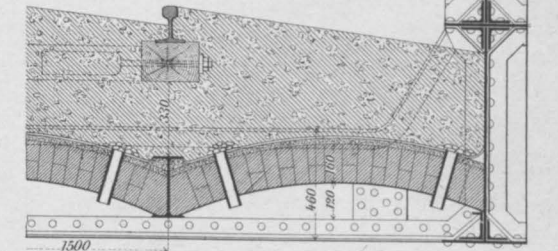


Fig. 16. Unterführung
der Pferdebahn
Osterath-Essen.

M. 1:30.

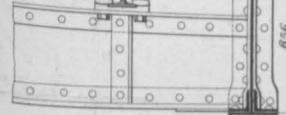


Fig. 22. Französische Gartenbrücke.

M. 1:20.

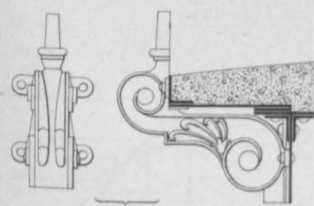


Fig. 23. Brücke über die
kanalisierte Saar
M. 1:50.

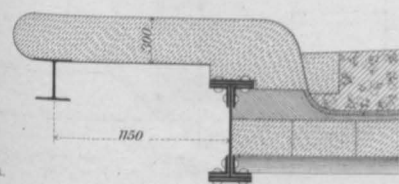


Fig. 24.
Brücke über den Bahnhof
der Elisabeth-Bahn bei Wien.
M. 1:50.

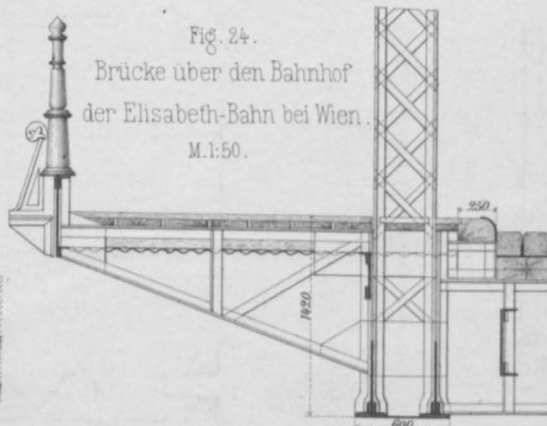


Fig. 25. Orleansbahn. Fig. 26. Oesterr. Nordwestbahn.

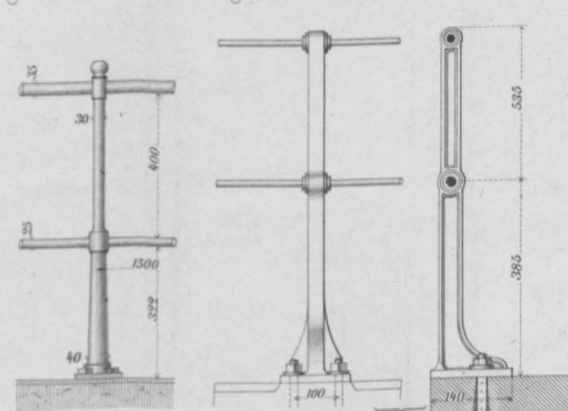


Fig. 27. Schweizerische Nordostbahn.

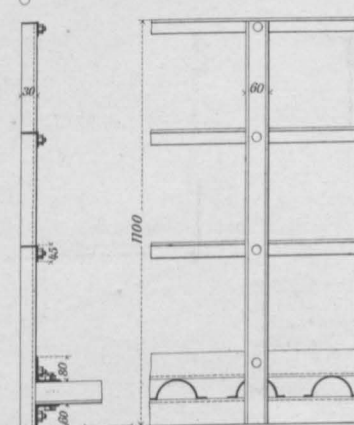


Fig. 28. Oesterreichische Südbahn.

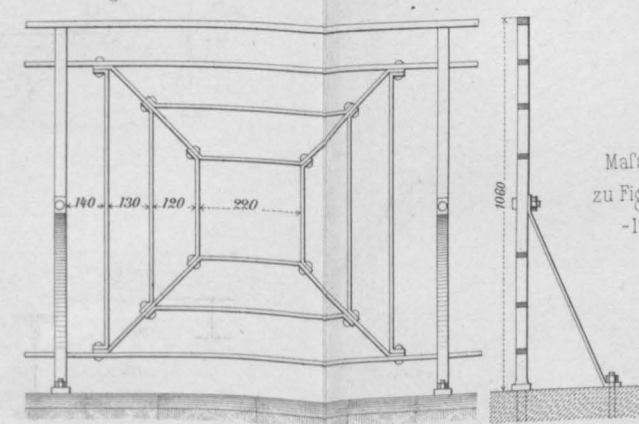
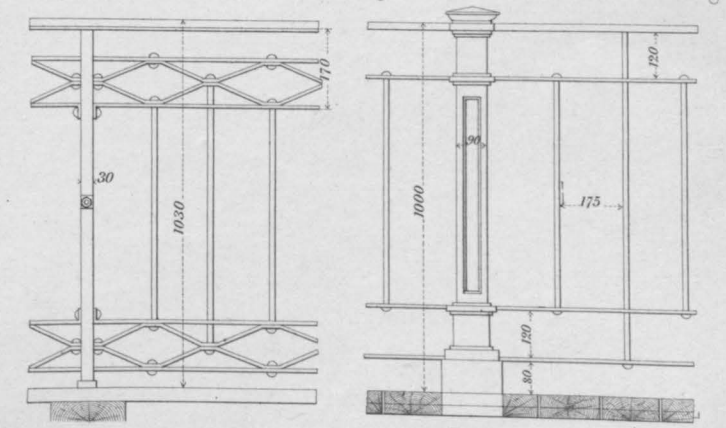


Fig. 29. Brücke bei Neckarelz.

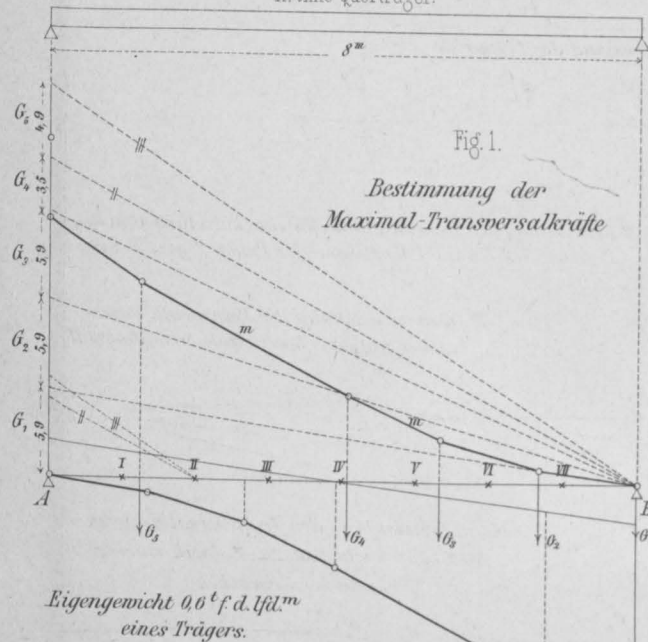
Fig. 30. Brücke über die Elbe bei Aussig.



Maßstab
zu Fig. 25-30.
- 1:20.

Fig. 1 bis 5 Graphische Ermittlung der äußern Kräfte einer einfachen Balkenbrücke.

A. ohne Querträger.



B. mit Querträgern.

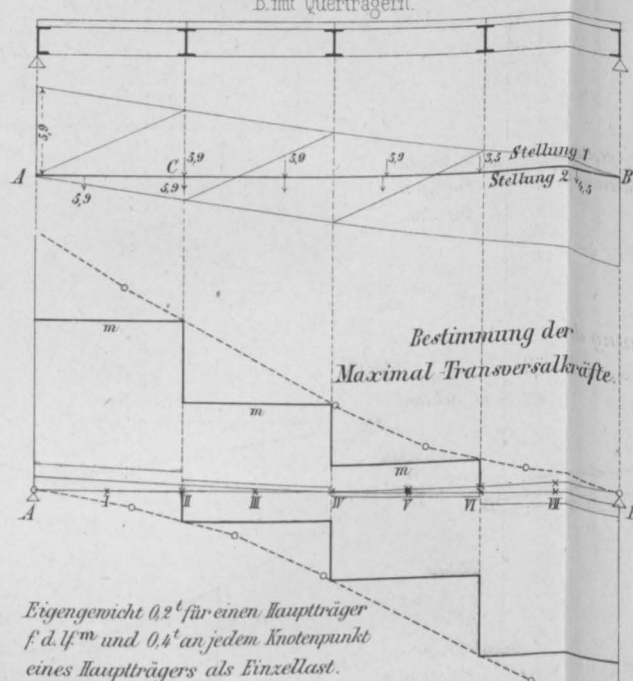
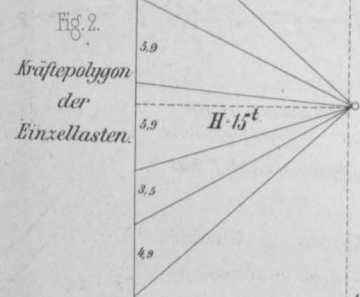


Fig. 3. Seilpolygon der Einzellasten.

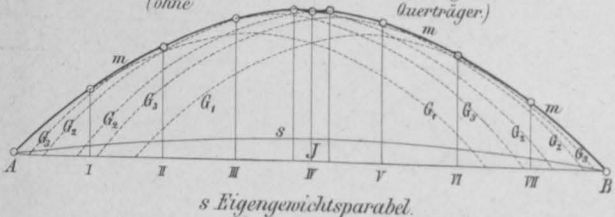


Lastsystem für einen Hauptträger (Fig. 1-5.)

m Polygon der Maximalmomente der beweglichen Last. (mit Querträgern.)



Fig. 4. m Kurve der Maximalmomente der beweglichen Last. (ohne Querträger.)



Graphische Ermittlung der äußern Kräfte eines kontinuierlichen Balkens mittels Influenzkurven.

Fig. 6.

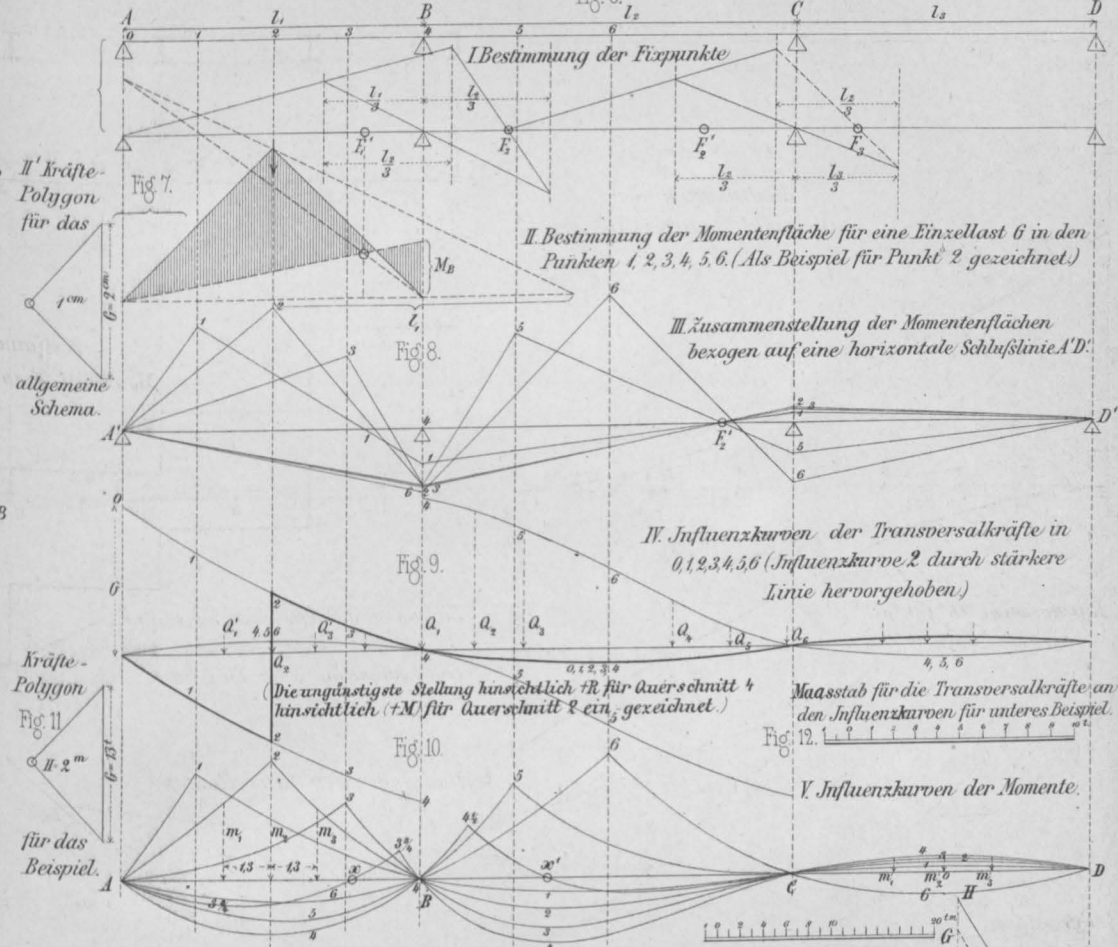


Fig. 11-16. Beispiel: Kontinuierlicher Blechträger von $8^m + 10^m + 8^m$ Spannweite. Längenmaasstab 1:200

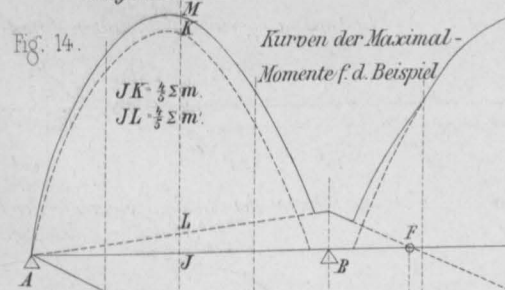
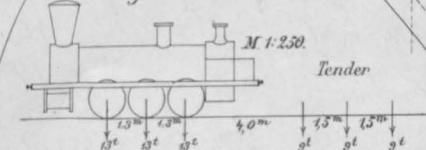


Fig. 13.

Angenommene Lokomotive.



Tonnenmaasstab zu Fig. 15.



Maasstäbe zu Fig. 1-5.

Fig. 1-6. Träger mit schwebenden Stützpunkten (Kragträger).

Fig. 1.

Fig. 2.

Fig. 3.

Fig. 4.

Fig. 5.

Fig. 6.

Außere Kräfte der Balkenträger.

Fig. 7-14. Transversalkräfte und Momente eines kontinuierlichen Trägers für stetige, bewegte Lasten.

Fig. 7. Ermittlung der Fixpunkte.

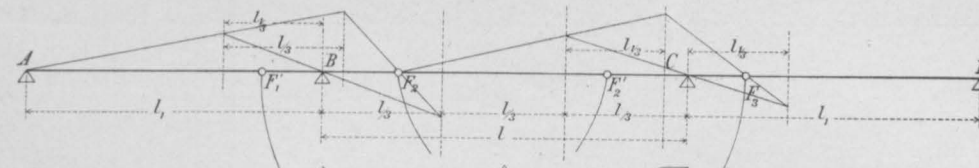


Fig. 8. Ermittlung der Normalmomente.

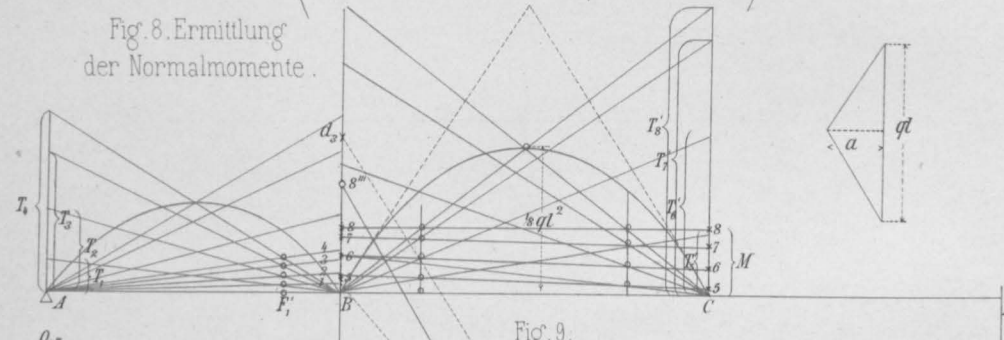


Fig. 9.

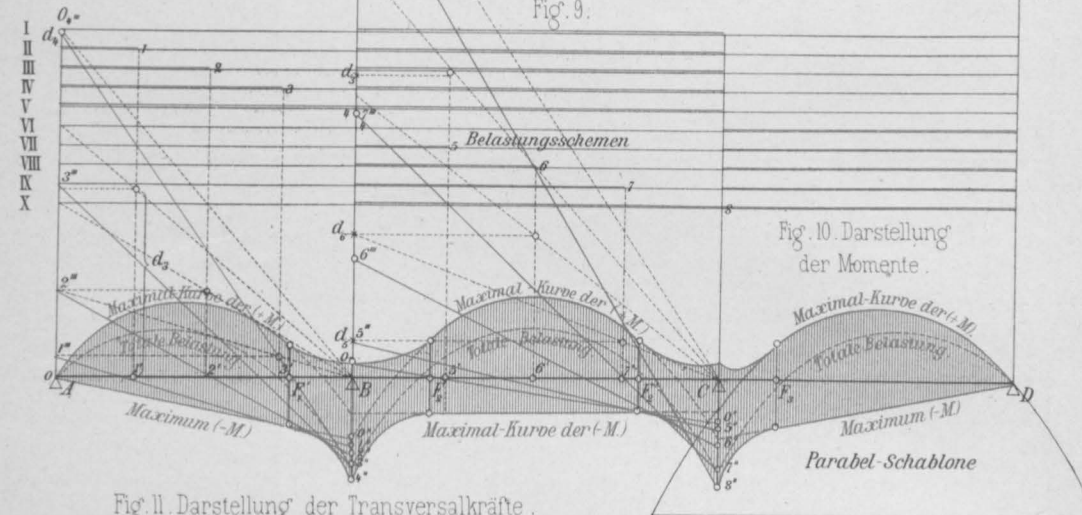


Fig. 11. Darstellung der Transversalkräfte.

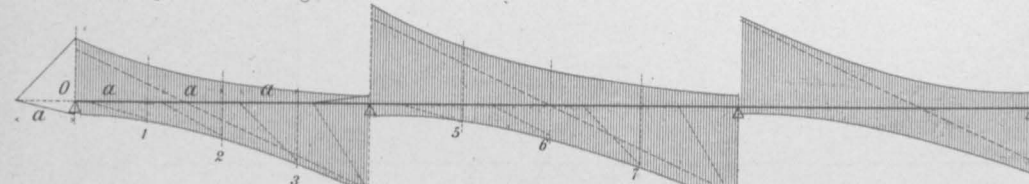


Fig. 12.

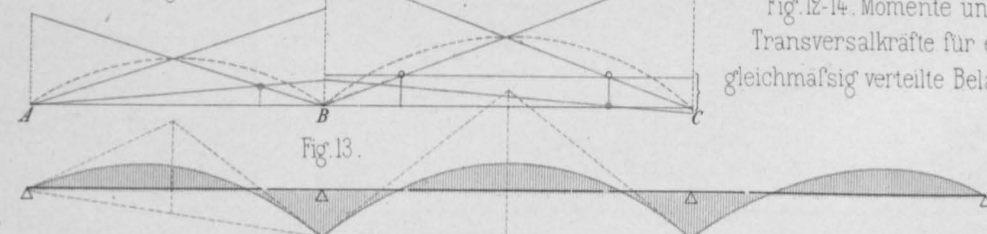


Fig. 13.

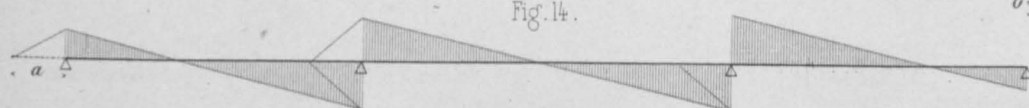


Fig. 14.

Fig. 12-14. Momente und Transversalkräfte für eine gleichmäßig verteilte Belastung.

Fig. 15-19. Franz-Josefs-Brücke, Prag.

Fig. 15. Ansicht.

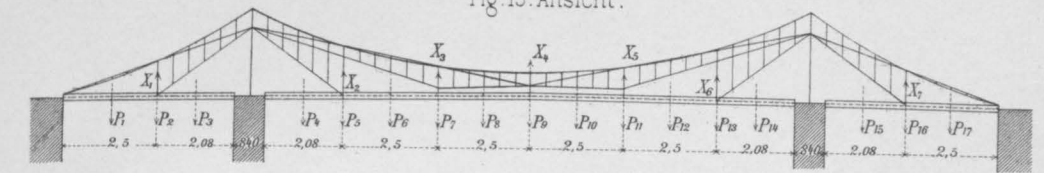


Fig. 16. Einflußlinie (Influenzkurve) von X_2 .

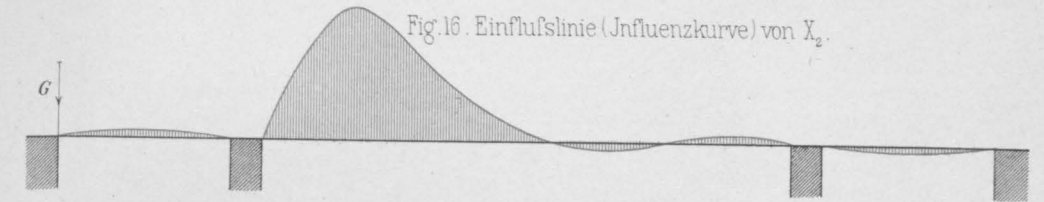


Fig. 17. Einflußlinie (Influenzkurve) des Momentes in *

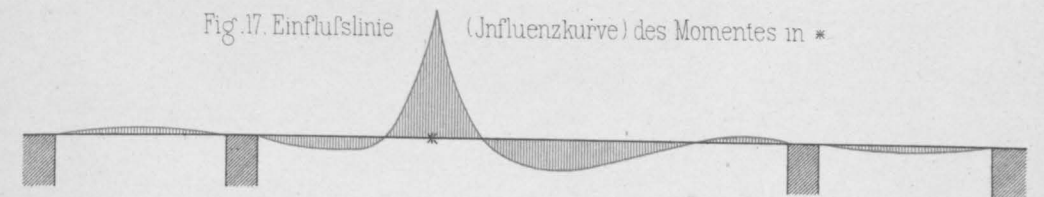


Fig. 18. Maximal-Momente für zufällige Last.

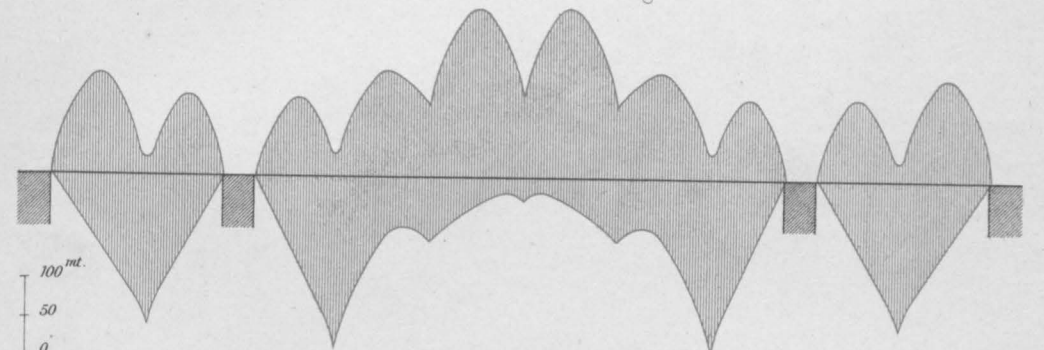


Fig. 19. Momente für das Eigengewicht, Temperatur-Einfluss.

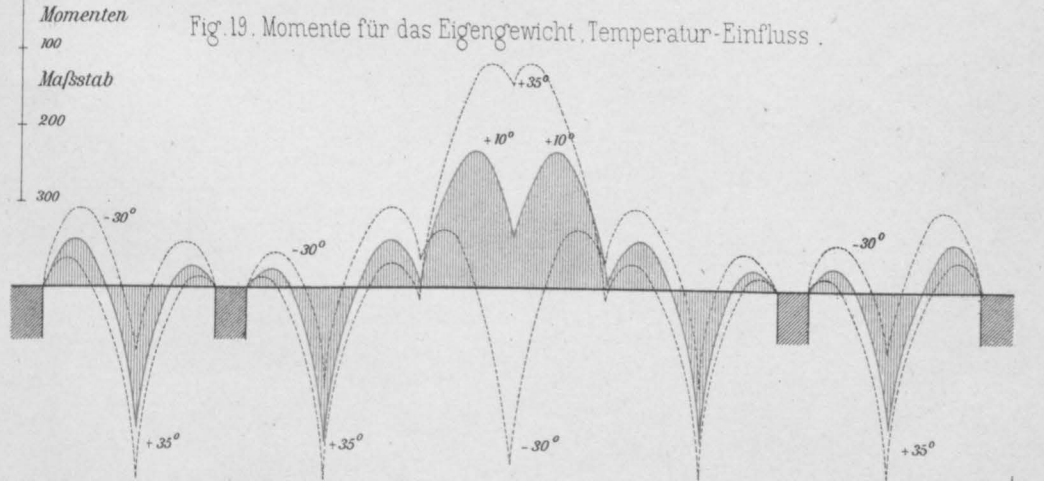


Fig. 1-5. Bestimmung der Stabspannungen aus den Maximal-Momenten und der Betriebslast.

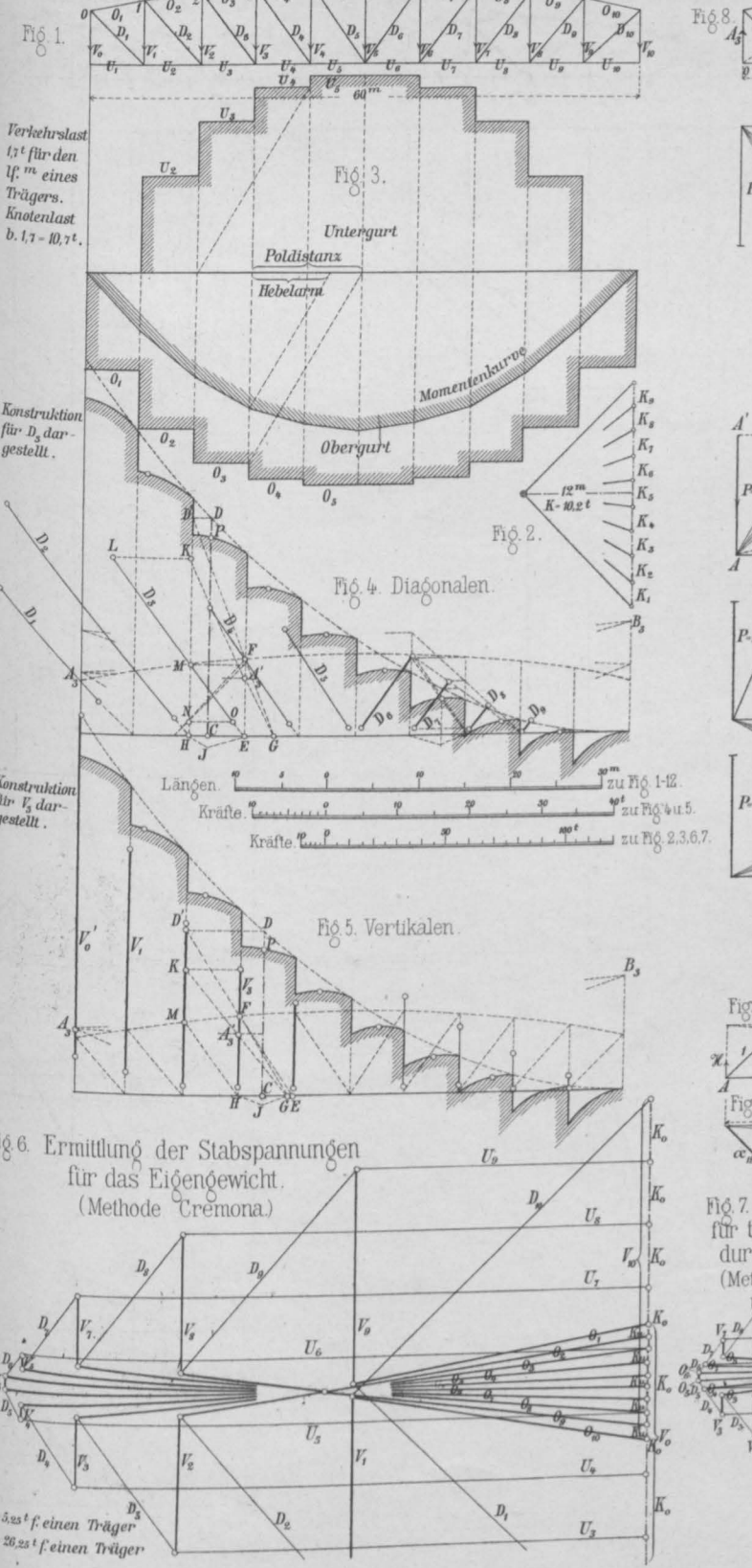
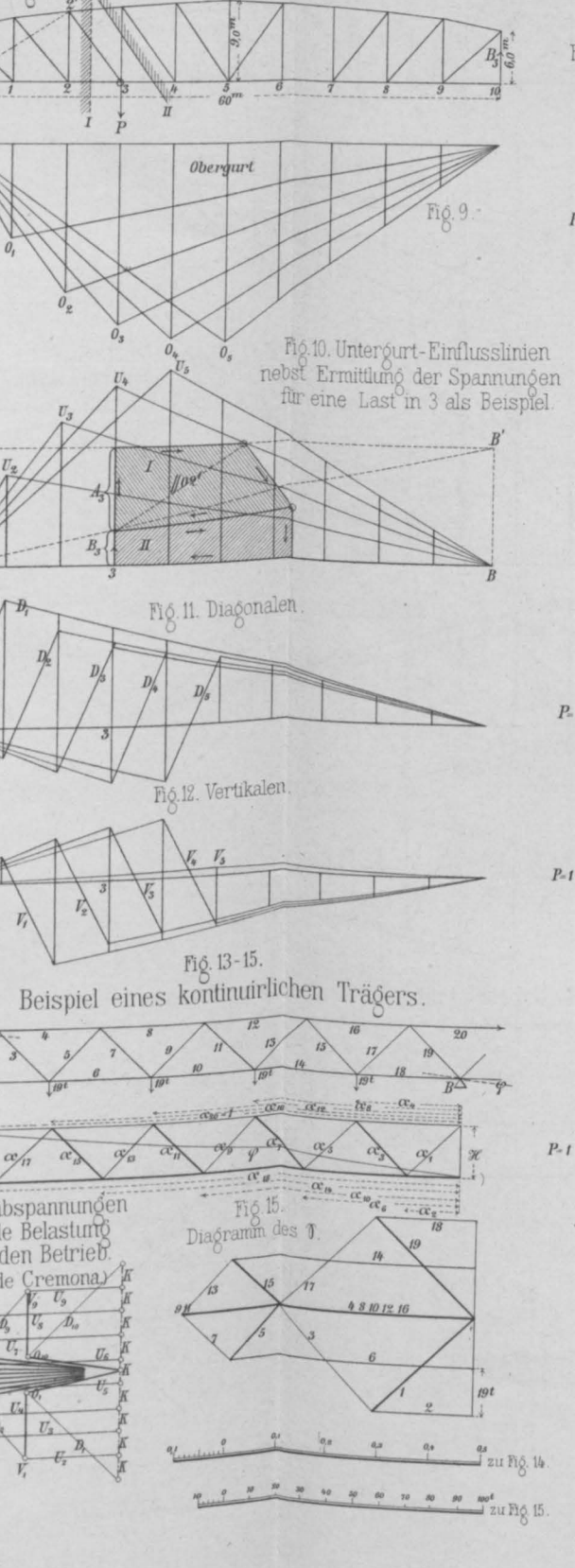
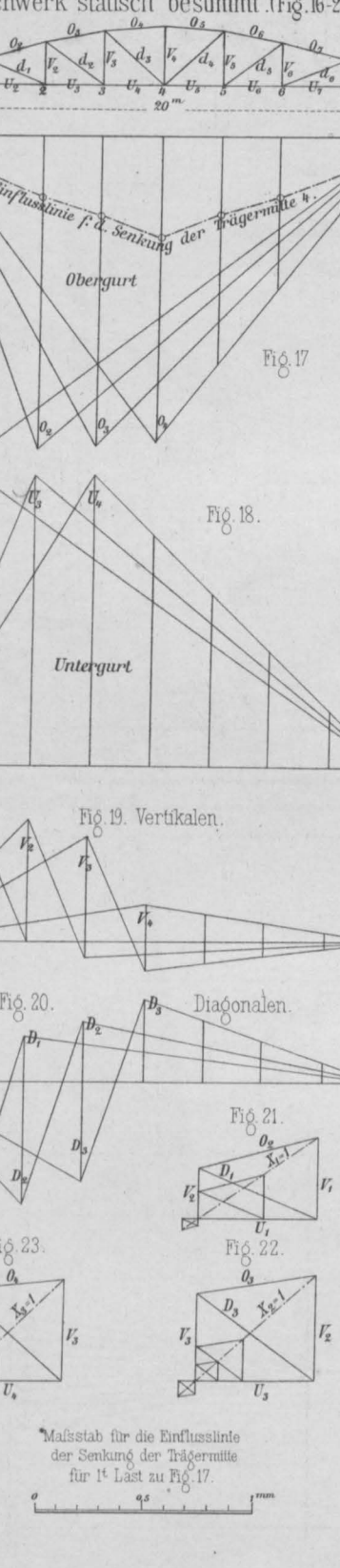


Fig. 8-12. Methode der Einflusslinien.



Theorie des Fachwerks.

Parabelträger.



Parabelträger.

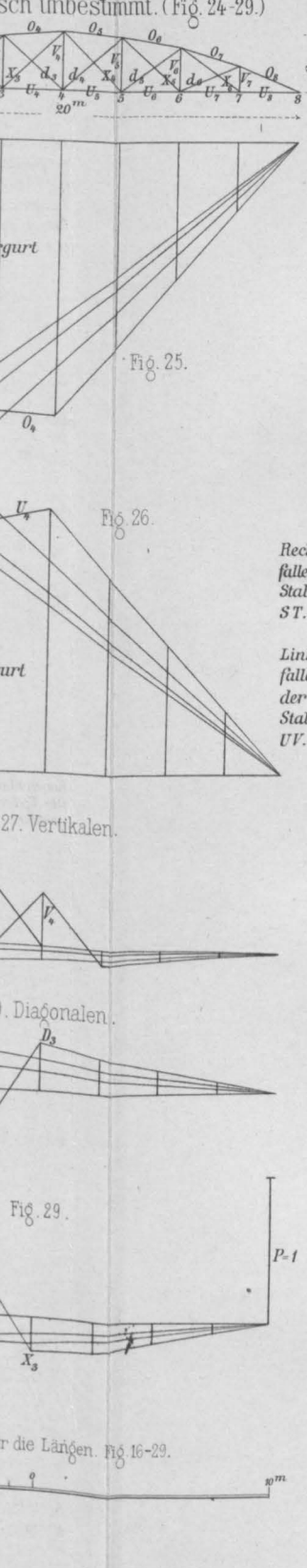
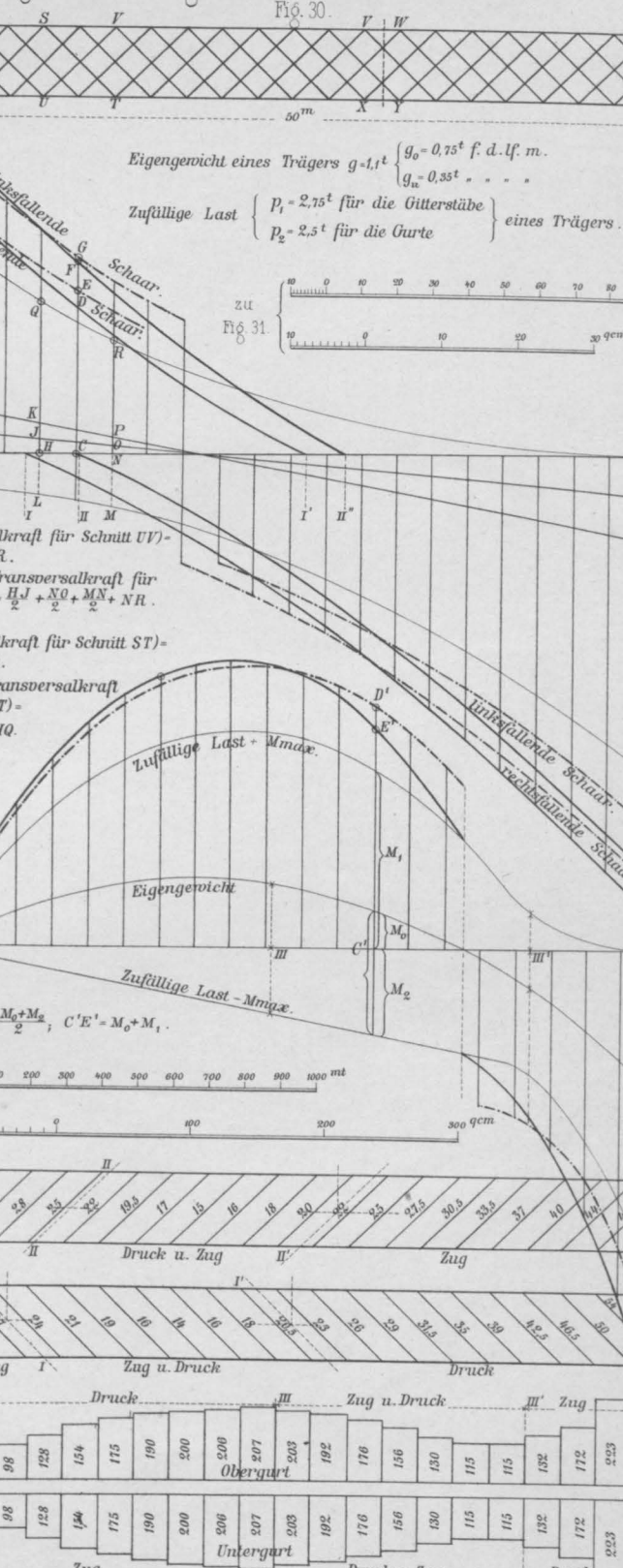


Fig. 30-35. Näherungs-Methode für mehrfaches Gitterwerk.

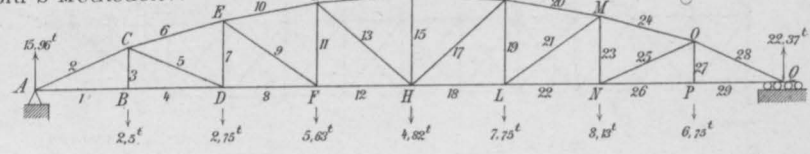


Theorie des Fachwerks.

Fig. 1-5. Darstellung der Spannungen und Verschiebungen eines Fachwerkträgers.

(Mohr's Methoden).

Fig. 1.



Nachstehende Tabelle gibt die in Fig. 3 abgegriffenen Stabspannungen δ . Die Zahlen bei Fig. 4 bedeuten die Nummern der Δl , welche nach Größe und Sinn aufgetragen sind.

$$\Delta l = \frac{1}{EF} \delta$$

$$E = 2\,000\,000 \text{ at.}$$

Maßstab zu Fig. 1-3 für die Längen
für die Kräfte.

Fig. 3. Ermittlung der Stabspannungen.

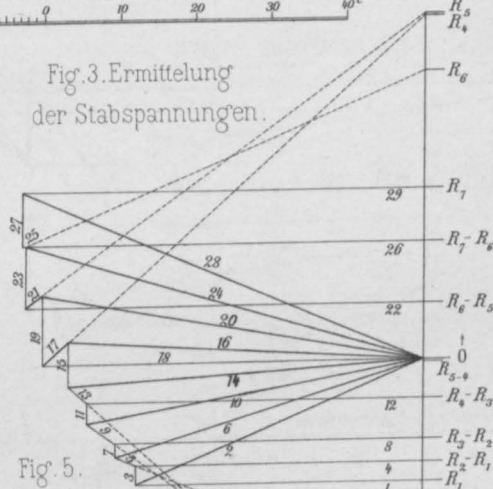
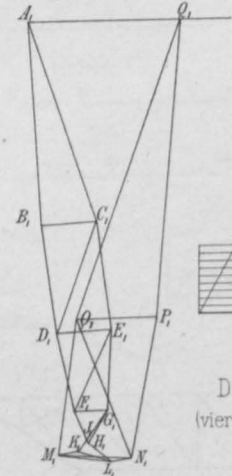


Fig. 5. Wahre Verschiebungen der Punkte.



Maßstab für die Verschiebungen Fig. 4-5.

Fig. 4^a. Detail um A' (viermal vergrößert).

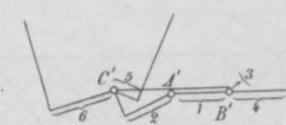


Fig. 4.

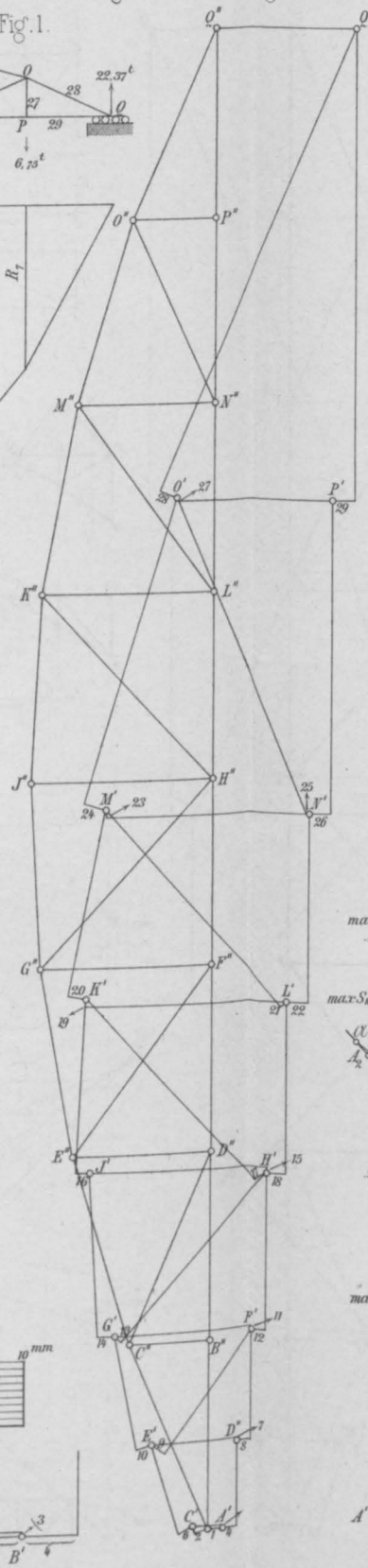


Fig. 6-15. Träger mit schwebenden Stützpunkten.

(Kragträger System Gerber).

Fig. 6.

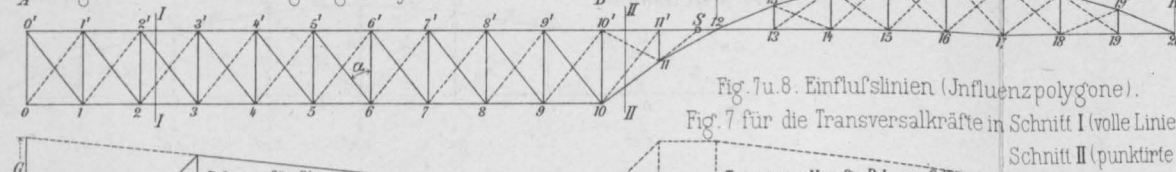


Fig. 7 u. 8. Einflußlinien (Influenzpolygone).

Fig. 7 für die Transversalkräfte in Schnitt I (volle Linie).
Schnitt II (punktirte Linie).

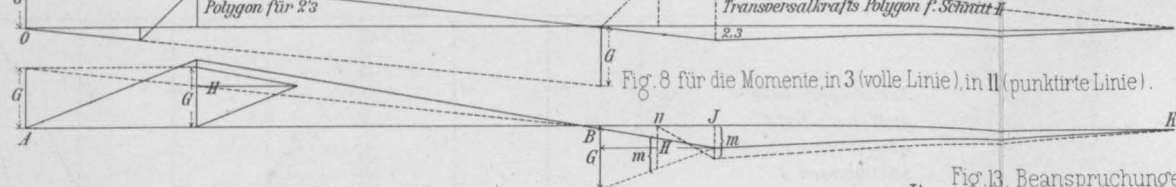


Fig. 9-12. Einflußlinien (Influenzpolygone).

Fig. 9 bei Wirkung von 10' II.

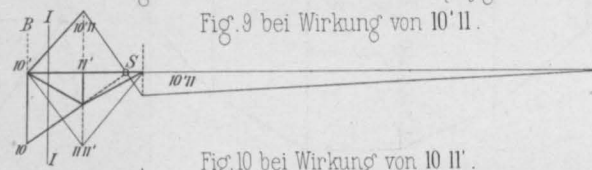


Fig. 10 bei Wirkung von 10' II.

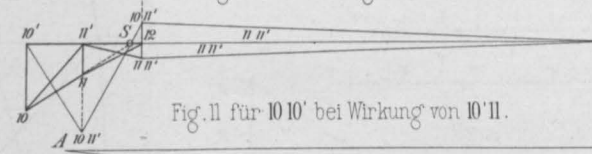


Fig. 11 für 10' 10' bei Wirkung von 10' II.

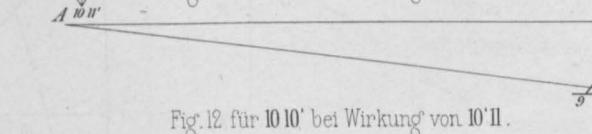


Fig. 12 für 10' 10' bei Wirkung von 10' II.

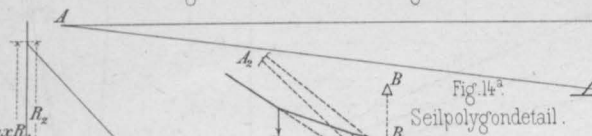
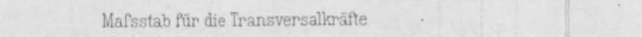


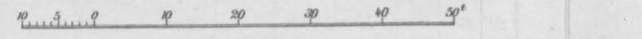
Fig. 14^a.



Längenausmaß:



Maßstab für die Transversalkräfte



für die Momente.

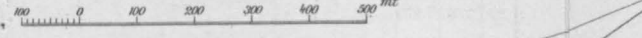


Fig. 14.

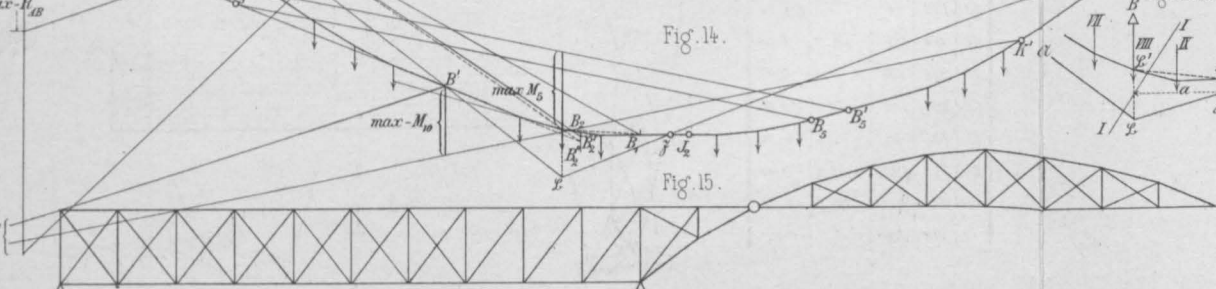


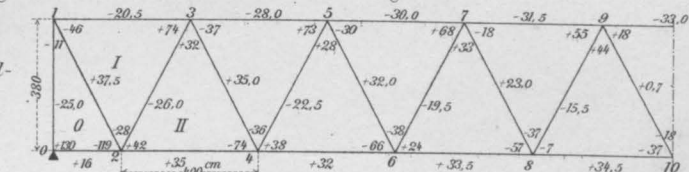
Fig. 15.

Fig. 16-20. Ermittlung der Sekundärspannungen.

(Pegnitz Brücke, Stützweite 36 m).

Fig. 16.

Zahlen relative Längen- und Winkeländerungen mal 100 000.



(Zu Fig. 17).

Eingezeichnete Zahlen Werte $\frac{F}{E}$ in Tausendern, die übrigen δ mal 100 000.

Fig. 18.

Durchbiegungs-Polygon.

(Zu Fig. 19).

Die eingezeichneten Zahlen bedeuten die M (+) in emt, die übrigen 100 000 τ .

Fig. 19.

(Zu Fig. 20).

Dicke Striche bezeichnen die Stabkräfte,

die Zahlen in Klammern die f- Magere Zahl die primäre, fette die sekundäre Spannung in at.

Fig. 20.

(Zu Fig. 20).

Dicke Striche bezeichnen die Stabkräfte,

die Zahlen in Klammern die f- Magere Zahl die primäre, fette die sekundäre Spannung in at.

Fig. 20.

(Zu Fig. 20).

Dicke Striche bezeichnen die Stabkräfte,

die Zahlen in Klammern die f- Magere Zahl die primäre, fette die sekundäre Spannung in at.

Fig. 20.

(Zu Fig. 20).

Dicke Striche bezeichnen die Stabkräfte,

die Zahlen in Klammern die f- Magere Zahl die primäre, fette die sekundäre Spannung in at.

Fig. 20.

(Zu Fig. 20).

Dicke Striche bezeichnen die Stabkräfte,

die Zahlen in Klammern die f- Magere Zahl die primäre, fette die sekundäre Spannung in at.

Fig. 20.

(Zu Fig. 20).

Dicke Striche bezeichnen die Stabkräfte,

die Zahlen in Klammern die f- Magere Zahl die primäre, fette die sekundäre Spannung in at.

Fig. 20.

(Zu Fig. 20).

Dicke Striche bezeichnen die Stabkräfte,

die Zahlen in Klammern die f- Magere Zahl die primäre, fette die sekundäre Spannung in at.

Fig. 20.

(Zu Fig. 20).

Dicke Striche bezeichnen die Stabkräfte,

die Zahlen in Klammern die f- Magere Zahl die primäre, fette die sekundäre Spannung in at.

Fig. 20.

(Zu Fig. 20).

Dicke Striche bezeichnen die Stabkräfte,

die Zahlen in Klammern die f- Magere Zahl die primäre, fette die sekundäre Spannung in at.

Fig. 20.

(Zu Fig. 20).

Dicke Striche bezeichnen die Stabkräfte,

die Zahlen in Klammern die f- Magere Zahl die primäre, fette die sekundäre Spannung in at.

Fig. 20.

(Zu Fig. 20).

Dicke Striche bezeichnen die Stabkräfte,

die Zahlen in Klammern die f- Magere Zahl die primäre, fette die sekundäre Spannung in at.

Fig. 20.

(Zu Fig. 20).

Dicke Striche bezeichnen die Stabkräfte,

die Zahlen in Klammern die f- Magere Zahl die primäre, fette die sekundäre Spannung in at.

Fig. 20.

(Zu Fig. 20).

Dicke Striche bezeichnen die Stabkräfte,

die Zahlen in Klammern die f- Magere Zahl die primäre, fette die sekundäre Spannung in at.

Fig. 20.

(Zu Fig. 20).

Dicke Striche bezeichnen die Stabkräfte,

die Zahlen in Klammern die f- Magere Zahl die primäre, fette die sekundäre Spannung in at.

Fig. 20.

(Zu Fig. 20).

Dicke Striche bezeichnen die Stabkräfte,

die Zahlen in Klammern die f- Magere Zahl die primäre, fette die sekundäre Spannung in at.

Fig. 20.

(Zu Fig. 20).

Dicke Striche bezeichnen die Stabkräfte,

die Zahlen in Klammern die f- Magere Zahl die primäre, fette die sekundäre Spannung in at.

Fig. 20.

(Zu Fig. 20).

Dicke Striche bezeichnen die Stabkräfte,

die Zahlen in Klammern die f- Magere Zahl die primäre, fette die sekundäre Spannung in at.

Fig. 20.

(Zu Fig. 20).

Dicke Striche bezeichnen die Stabkräfte,

die Zahlen in Klammern die f- Magere Zahl die primäre, fette die sekundäre Spannung in at.

Fig. 20.

(Zu Fig. 20).

Dicke Striche bezeichnen die Stabkräfte,

die Zahlen in Klammern die f- Magere Zahl die primäre, fette die sekundäre Spannung in at.

Fig. 20.

(Zu Fig. 20).

Dicke Striche bezeichnen die Stabkräfte,

die Zahlen in Klammern die f- Magere Zahl die primäre, fette die sekundäre Spannung in at.

Fig. 20.

(Zu Fig. 20).

Dicke Striche bezeichnen die Stabkräfte,

die Zahlen in Klammern die f- Magere Zahl die primäre, fette die sekundäre Spannung in at.

Fig. 20.

(Zu Fig. 20).

Dicke Striche bezeichnen die Stabkräfte,

die Zahlen in Klammern die f- Magere Zahl die primäre, fette die sekundäre Spannung in at.

Fig. 20.

(Zu Fig. 20).

Dicke Striche bezeichnen die Stabkräfte,

die Zahlen in Klammern die f- Magere Zahl die primäre, fette die sekundäre Spannung in at.

Fig. 20.

(Zu Fig. 20).

Dicke Striche bezeichnen die Stabkräfte,

die Zahlen in Klammern die f- Magere Zahl die primäre, fette die sekundäre Spannung in at.

Fig. 20.

(Zu Fig. 20).

Dicke Striche bezeichnen die Stabkräfte,

die Zahlen in Klammern die f- Magere Zahl die primäre, fette die sekundäre Spannung in at.

Fig. 20.

(Zu Fig. 20).

Dicke Striche bezeichnen die Stabkräfte,

die Zahlen in Klammern die f- Magere Zahl die primäre, fette die sekundäre Spannung in at.

Fig. 20.

(Zu Fig. 20).

Dicke Striche bezeichnen die Stabkräfte,

die Zahlen in Klammern die f- Magere Zahl die primäre, fette die sekundäre Spannung in at.

Fig. 20.

(Zu Fig. 20).

Dicke Striche bezeichnen die Stabkräfte,

die Zahlen in Klammern die f- Magere Zahl die primäre, fette die sekundäre Spannung in at.

Fig. 20.

(Zu Fig. 20).

Dicke Striche bezeichnen die Stabkräfte,

die Zahlen in Klammern die f- Magere Zahl die primäre, fette die sekundäre Spannung in at.

Fig. 20.

(Zu Fig. 20).

Dicke Striche bezeichnen die Stabkräfte,

die Zahlen in Klammern die f- Magere Zahl die primäre, fette die sekundäre Spannung in at.

Fig. 20.

(Zu Fig. 20).

Dicke Striche bezeichnen die Stabkräfte,

die Zahlen in Klammern die f- Magere Zahl die primäre, fette die sekundäre Spannung in at.

Fig. 20.

(Zu Fig. 20).

Dicke Striche bezeichnen die Stabkräfte,

die Zahlen in Klammern die f- Magere Zahl die primäre, fette die sekundäre Spannung in at.

Fig. 20.

(Zu Fig. 20).

Dicke Striche bezeichnen die Stabkräfte,

die Zahlen in Klammern die f- Magere Zahl die primäre, fette die sekundäre Spannung in at.

Fig. 20.

(Zu Fig. 20).

Dicke Striche bezeichnen die Stabkräfte,

die Zahlen in Klammern die f- Magere Zahl die primäre, fette die sekundäre Spannung in at.

Fig. 20.

(Zu Fig. 20).

Dicke Striche bezeichnen die Stabkräfte,

die Zahlen in Klammern die f- Magere Zahl die primäre, fette die sekundäre Spannung in at.

Fig. 20.

(Zu Fig. 20).

Dicke Striche bezeichnen die Stabkräfte,

die Zahlen in Klammern die f- Magere Zahl die primäre, fette die sekundäre Spannung in at.

Fig. 20.

(Zu Fig. 20).

Dicke Striche bezeichnen die Stabkräfte,

die Zahlen in Klammern die f- Magere Zahl die primäre, fette die sekundäre Spannung in at.

Fig. 20.

(Zu Fig. 20).

Dicke Striche bezeichnen die Stabkräfte,

die Zahlen in Klammern die f- Magere Zahl die primäre, fette die sekundäre Spannung in at.

Fig. 20.

(Zu Fig. 20).

Dicke Striche bezeichnen die Stabkräfte,

die Zahlen in Klammern die f- Magere Zahl die primäre, fette die sekundäre Spannung in at.

Fig. 20.

(Zu Fig. 20).

Dicke Striche bezeichnen die Stabkräfte,

die Zahlen in Klammern die f- Magere Zahl die primäre, fette die sekundäre Spannung in at.

Fig. 20.

(Zu Fig. 20).

Dicke Striche bezeichnen die Stabkräfte,

die Zahlen in Klammern die f- Magere Zahl die primäre, fette die sekundäre Spannung in at.

Fig. 20.

(Zu Fig. 20).

Dicke Striche bezeichnen die Stabkräfte,

die Zahlen in Klammern die f- Magere Zahl die primäre, fette die sekundäre Spannung in at.

Fig. 20.

(Zu Fig. 20).

Dicke Striche bezeichnen die Stabkräfte,

die Zahlen in Klammern die f- Magere Zahl die primäre, fette die sekundäre Spannung in at.

Fig. 20.

(Zu Fig. 20).

Dicke Striche bezeichnen die Stabkräfte,

die Zahlen in Klammern die f- Magere Zahl die primäre, fette die sekundäre Spannung in at.

Fig. 20.

(Zu Fig. 20).

Dicke Striche bezeichnen die Stabkräfte,

die Zahlen in Klammern die f- Magere Zahl die primäre, fette die sekundäre Spannung in at.

Fig. 20.

(Zu Fig. 20).

Dicke Striche bezeichnen die Stabkräfte,

die Zahlen in Klammern die f- Magere Zahl die primäre, fette die sekundäre Spannung in at.

Fig. 20.

(Zu Fig. 20).

Dicke Striche bezeichnen die Stabkräfte,

die Zahlen in Klammern die f- Magere Zahl die primäre, fette die sekundäre Spannung in at.

Fig

Eiserne Balkenbrücken.

Blechbrücken .

Fig. 1-4. Schiefer Durchlass. Zwillingssträger.

Fig. 1. Querschnitt.

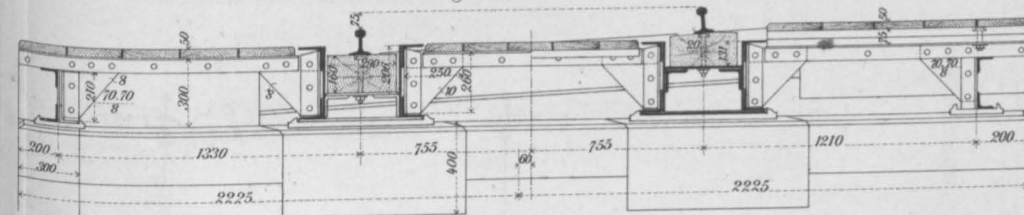


Fig. 2. Ansicht und Längsschnitte.

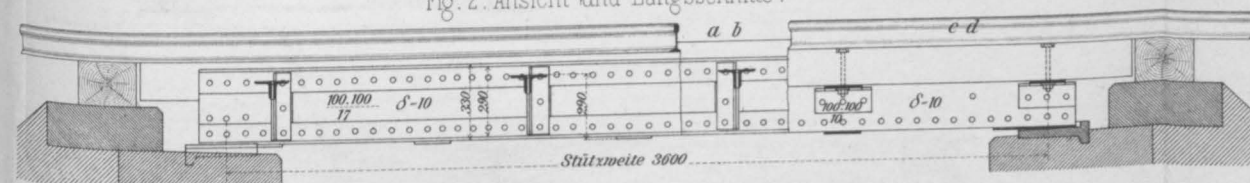


Fig. 3. Grundriss (halb).

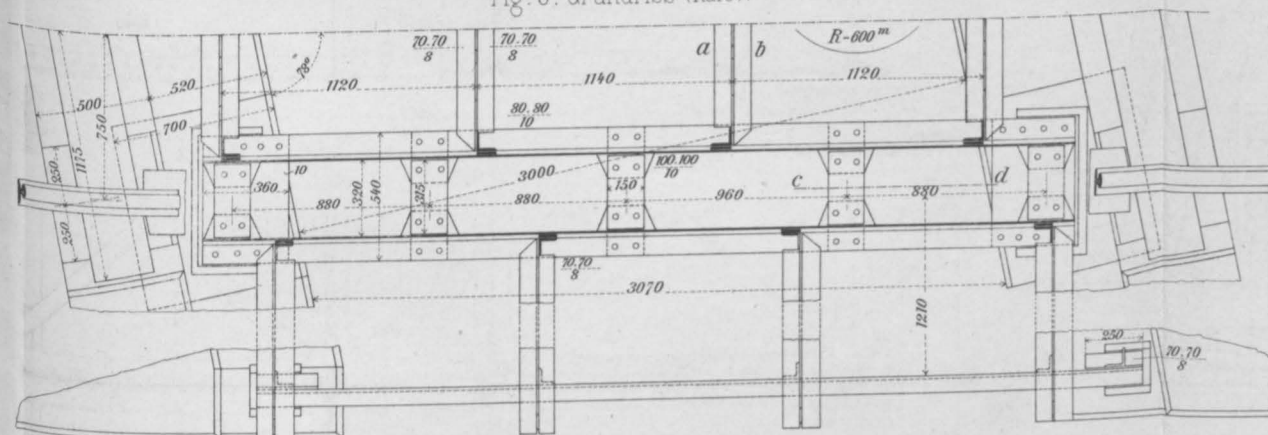


Fig. 5 u. 6. Schiefer Durchlass mit hochliegender Fahrbahn.

Fig. 5. Querschnitt.

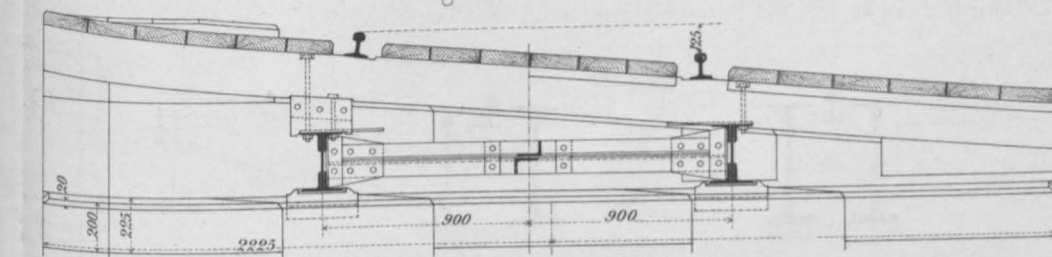


Fig. 6. Grundriss (halb).

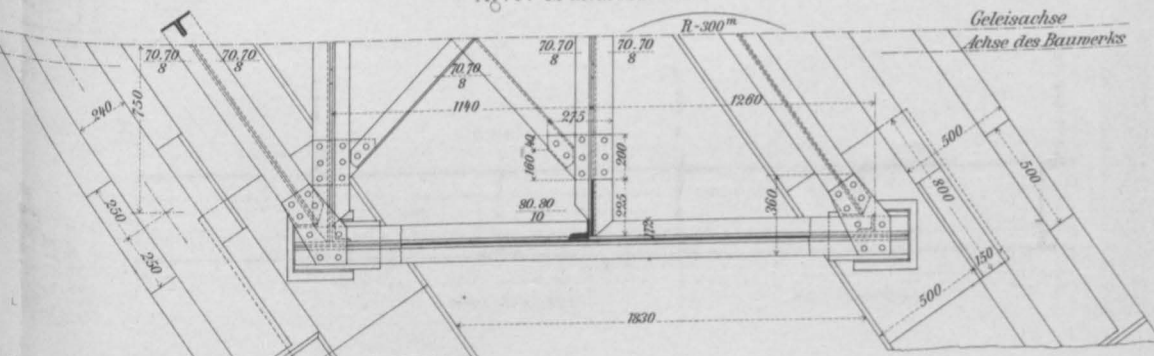


Fig. 4. Auflagerplatte. M. 1:20.

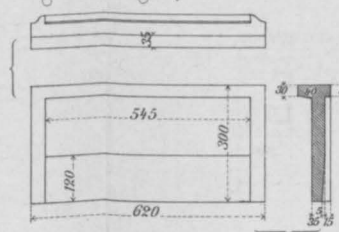


Fig. 7-9. Brücke mit hochliegender Fahrbahn,
Schienen auf den Hauptträgern.

Fig. 7. Querschnitt.

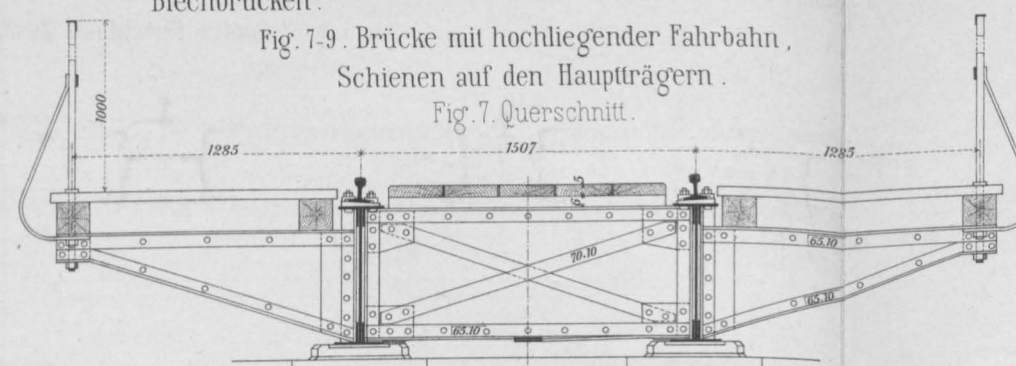


Fig. 8. Längsschnitt und Ansicht.

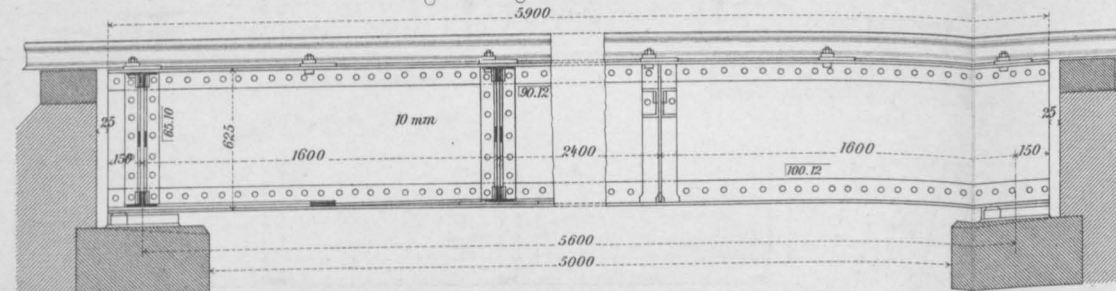
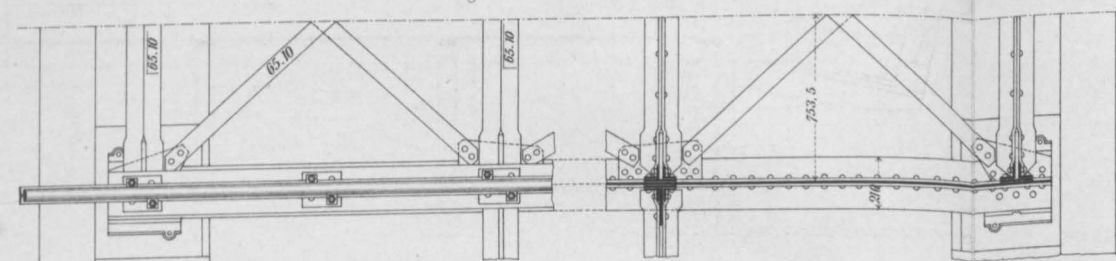


Fig.9. Grundriss (halb).



M. 0.03 (1:33 $\frac{1}{3}$) zu sämtlichen Figuren, ausgenommen Fig. 4. 15. 16. 17.

Fig. 10 u. 11. Brücke mit tiefliegender Fahrbahn. Zwillingsträger.

Fig. 10. Querschnitt.

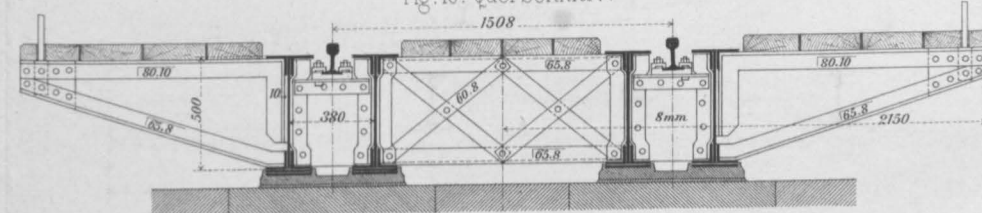


Fig. 11. Grundriss (halb).

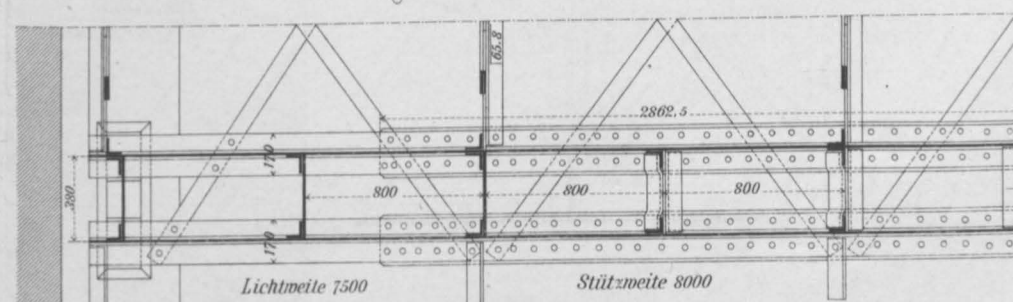


Fig. 16. Auflagerplatte.

M. 0.08 (1:12½).

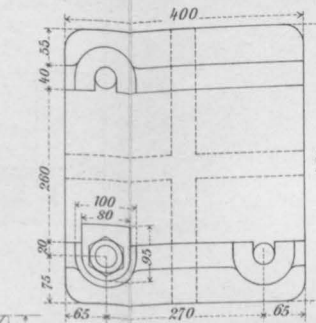


Fig. 17. Schnitt *abcd* (Fig. 14).

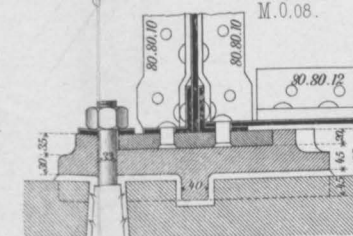


Fig. 12-17. Brücke mit tiefliegender Fahrbahn und Schwellenträgern.

Fig. 12. Querschnitt.

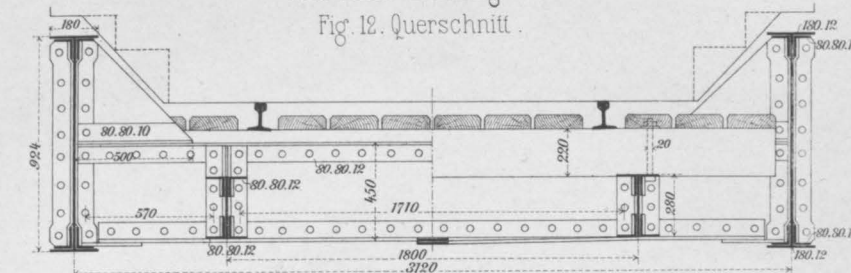


Fig. 13. Längsschnitt.

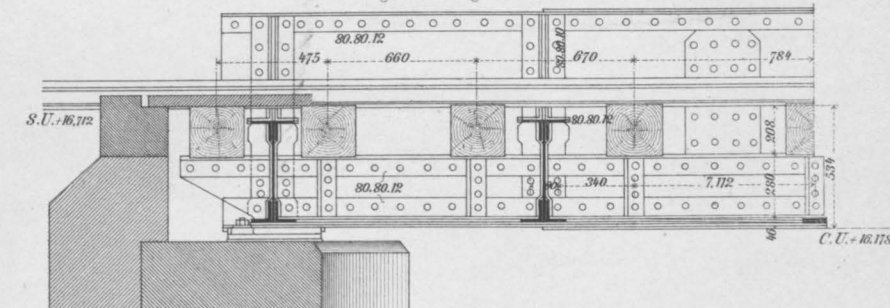


Fig. 14. Grundriss (halb).

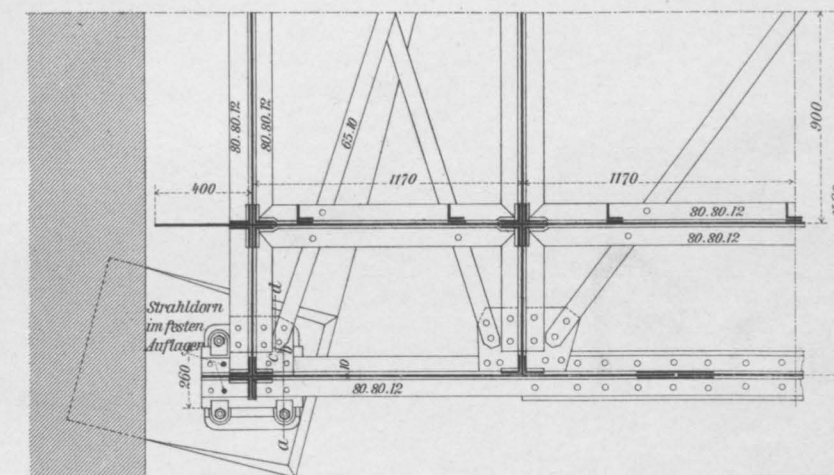


Fig. 15. Grundrisskizze.

M. 1:100.

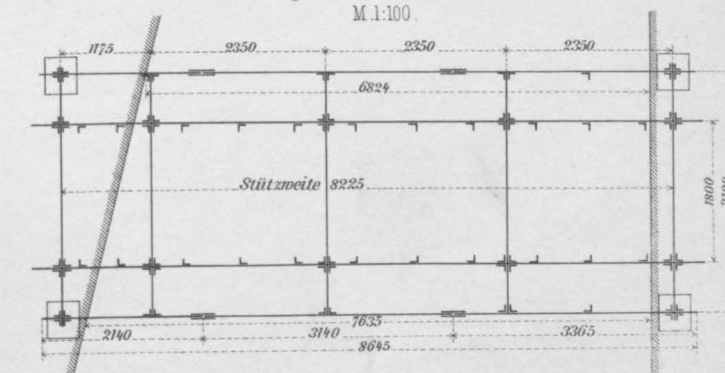


Fig. 1. Österreichische Südbahn.

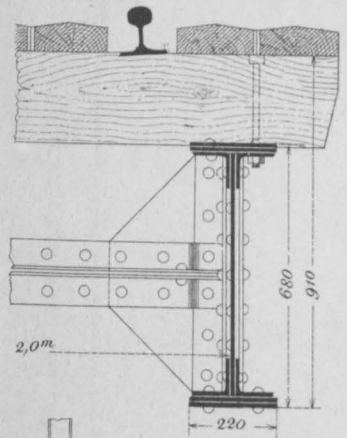


Fig. 2. Bairische Staatsbahn.

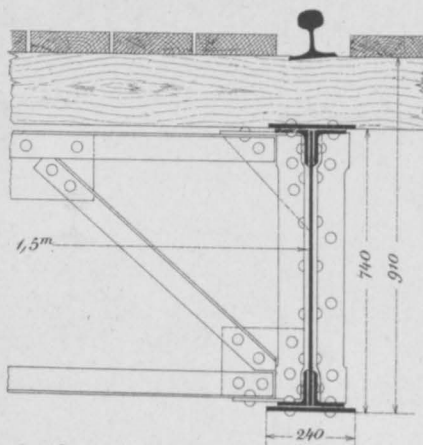


Fig. 3. Österreichische Nordwestbahn.

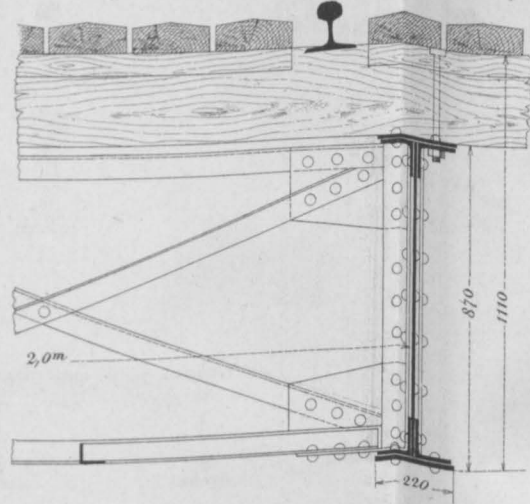


Fig. 4. Italienische Eisenbahnen.

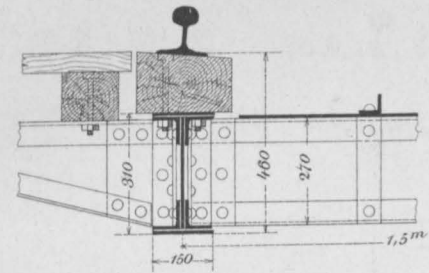


Fig. 6a.

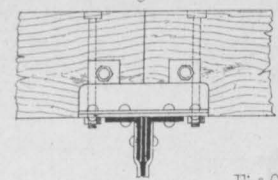


Fig. 6. Österreichische Südbahn.

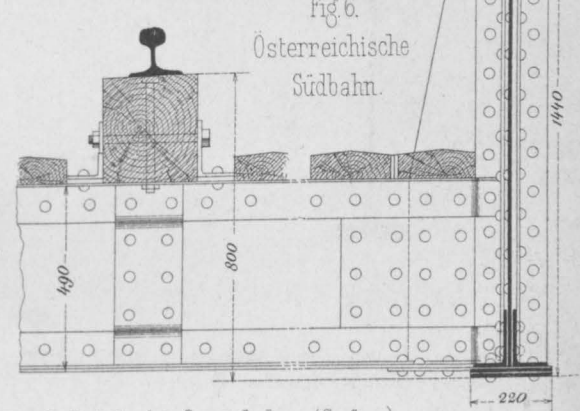


Fig. 5. Österreichische Südbahn.

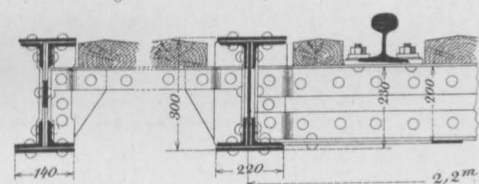


Fig. 7. Österreichische Südbahn.

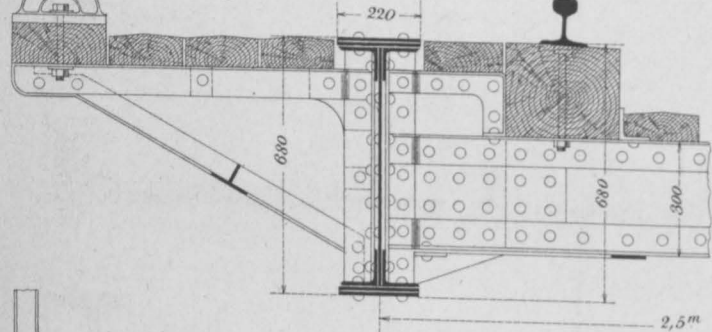


Fig. 9. Österreichische Nordwestbahn.

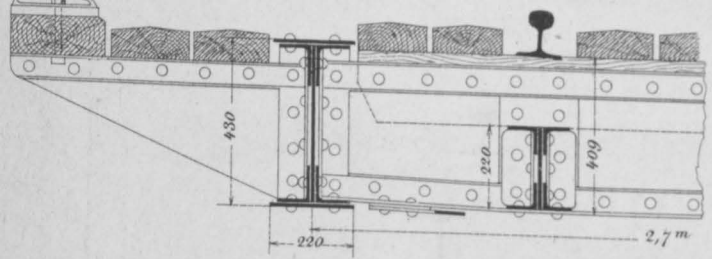


Fig. 8. Italienische Eisenbahnen.

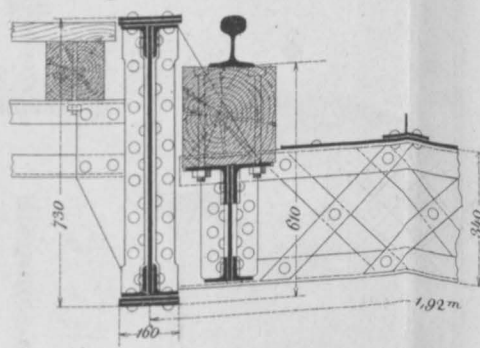


Fig. 12. Detail bei a (Fig. 13).

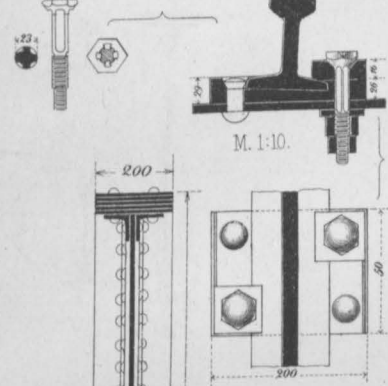


Fig. 13. Bairische Staatsbahn. (Gerber.)

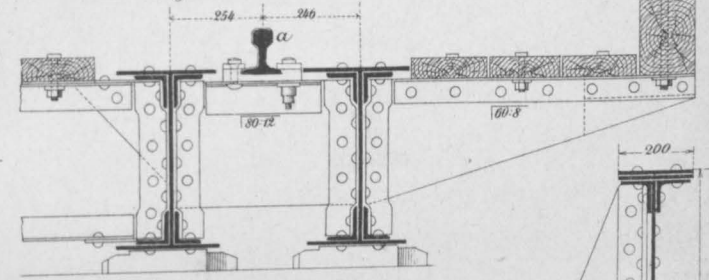


Fig. 11. Bairische Staatsbahn.

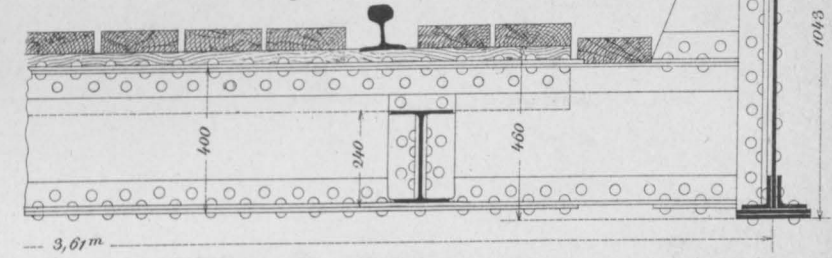


Fig. 14. Französische Orleansbahn.

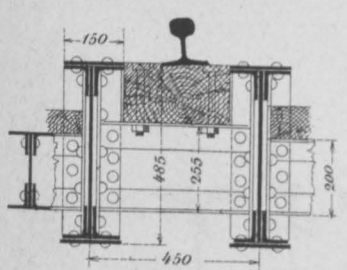


Fig. 15. Italienische Eisenbahnen.

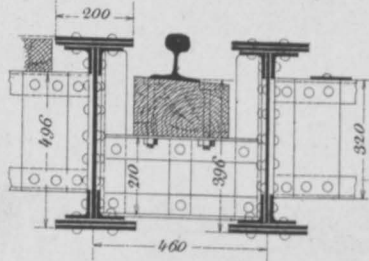


Fig. 10. Italienische Eisenbahnen.

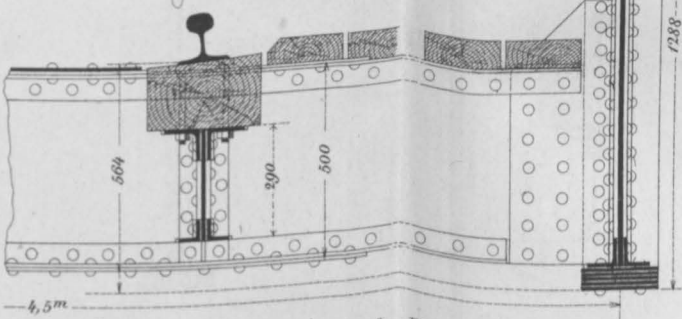


Fig. 16. Italienische Eisenbahnen.

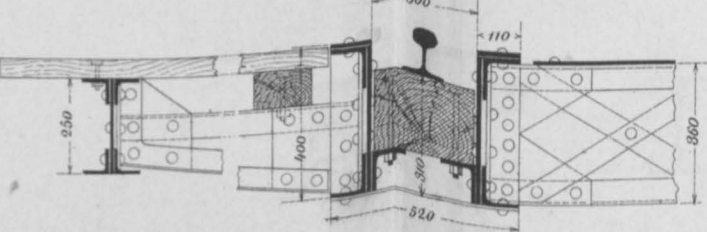
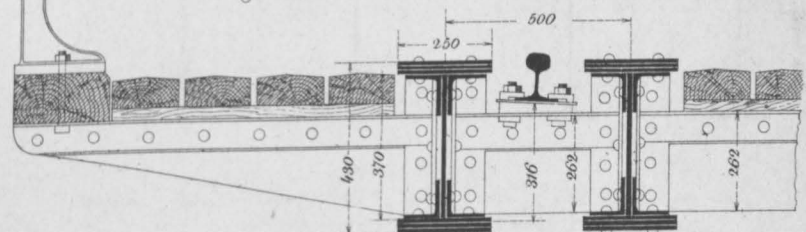


Fig. 17. Österreichische Nordwestbahn.



Maasstab 1:20.

200 100 0 200 400 600 800 1000 1200 1400 mm

Fig. 1. Längsschnitt.

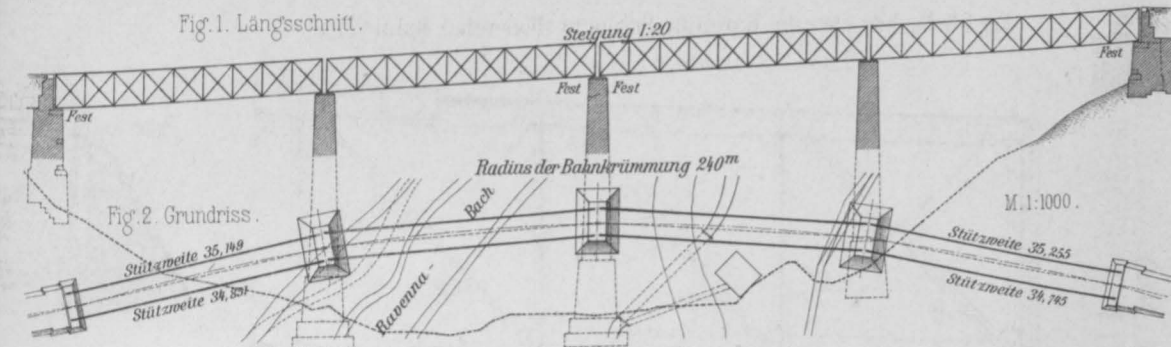


Fig. 2. Grundriss.

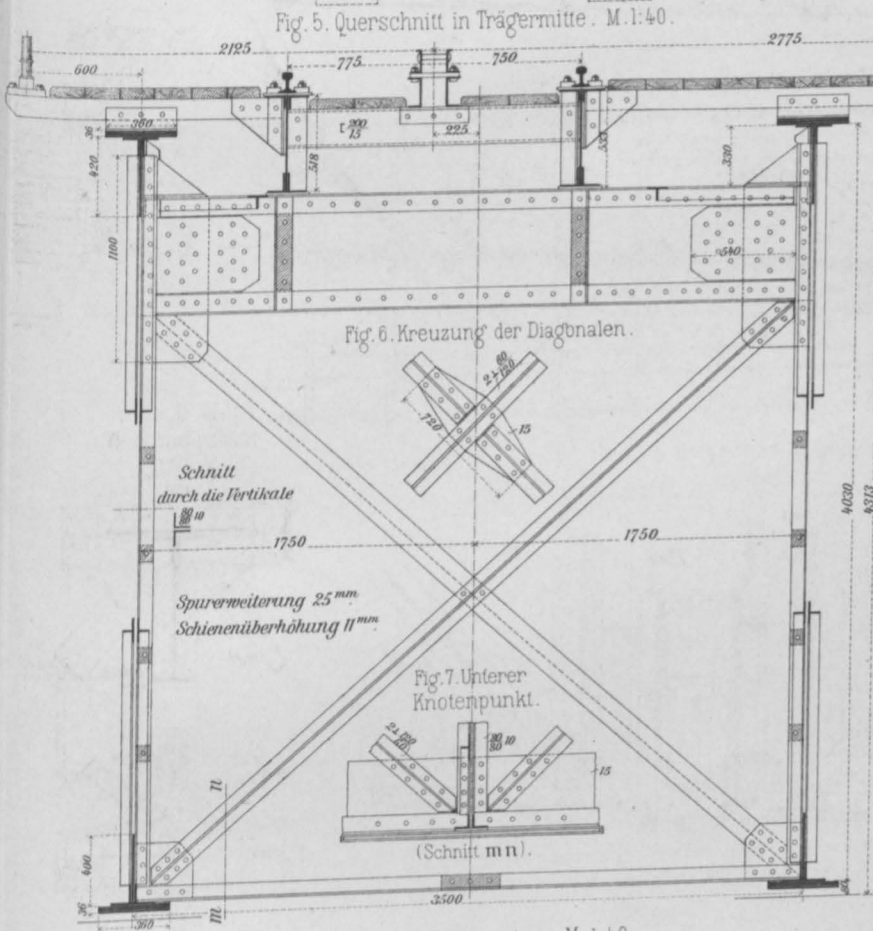


Fig. 1-II. Viadukt über die Ravenna-Schlucht (Höllenthal-Bahn).

Fig. 3. Schnitt abcd (Fig. 4). M. 1:125.

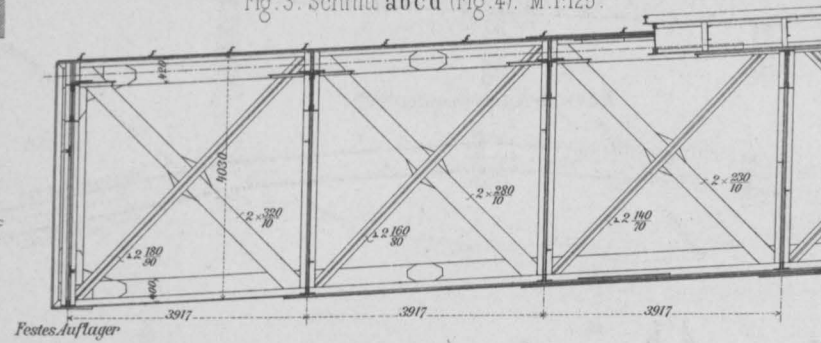


Fig. 4. Grundriss am ersten Endpfeiler.

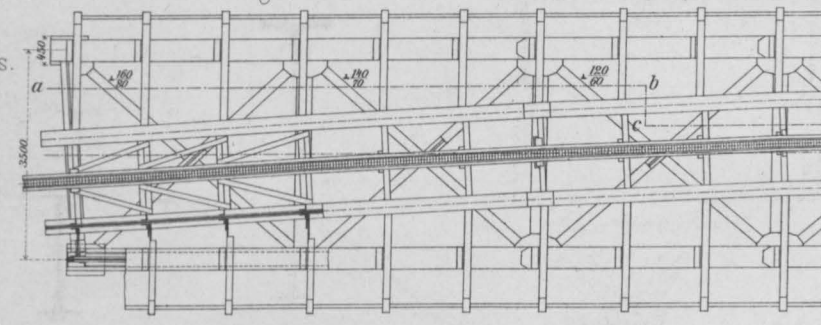


Fig. 8. Befestigung des Zahnstangen-Querträgers.

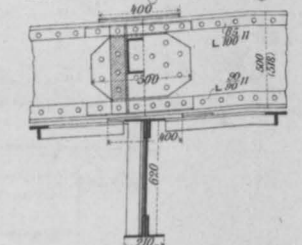
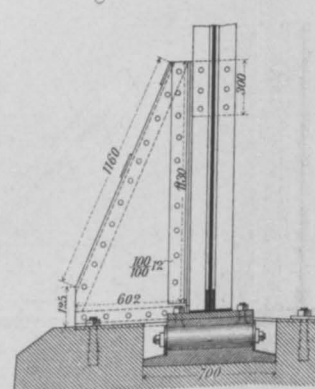
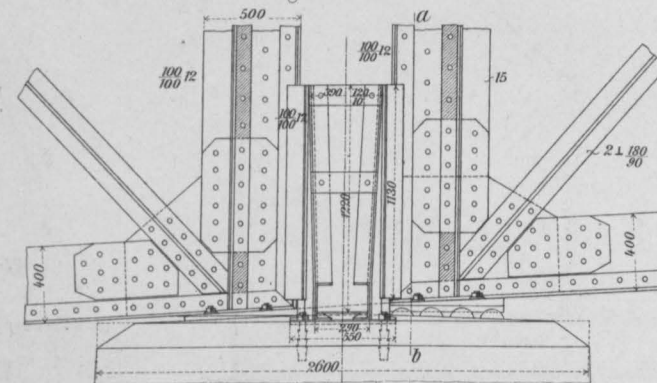
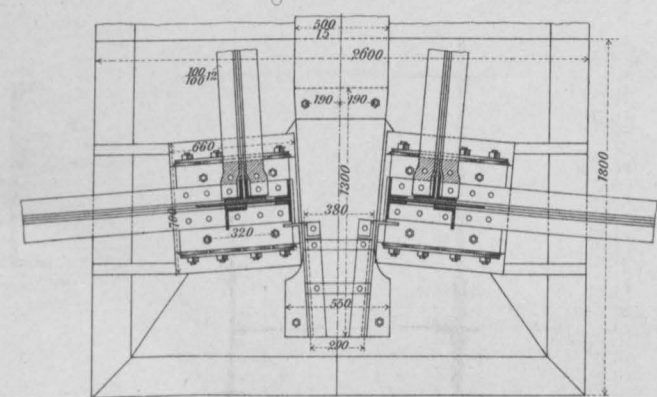
Fig. 10^a-10^c. Führungsständer auf den Mittelpfeilern. M. 1:40.Fig. 10^a. Schnitt a b (Fig. 10^b).Fig. 10^b. Ansicht.Fig. 10^c. Grundriss.

Fig. 11. Zahnstange und Zahnstangenträger. M. 0,08 (1:12 1/2).

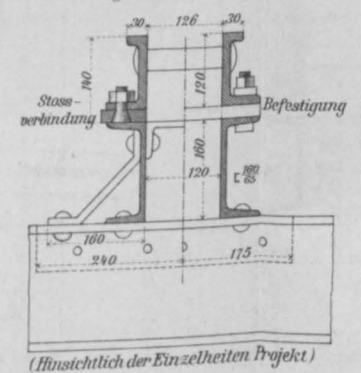


Fig. 12-18. Viadukt über das Mölke-Thal (Bahn Dittersbach-Glatz).

Fig. 12. Seitenansicht.

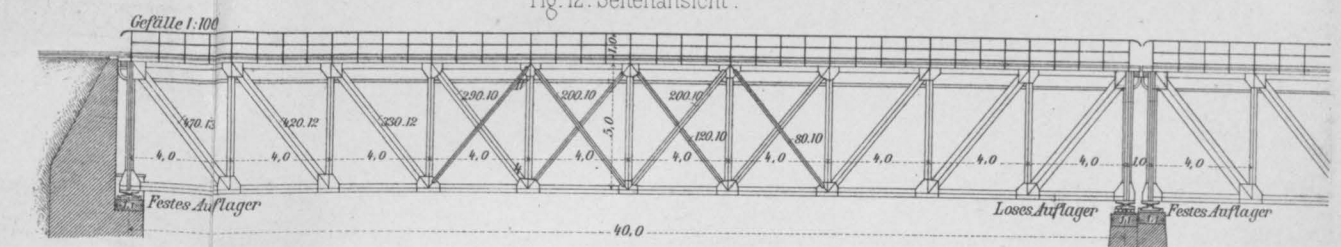


Fig. 13. Grundriss. M. 1:300.

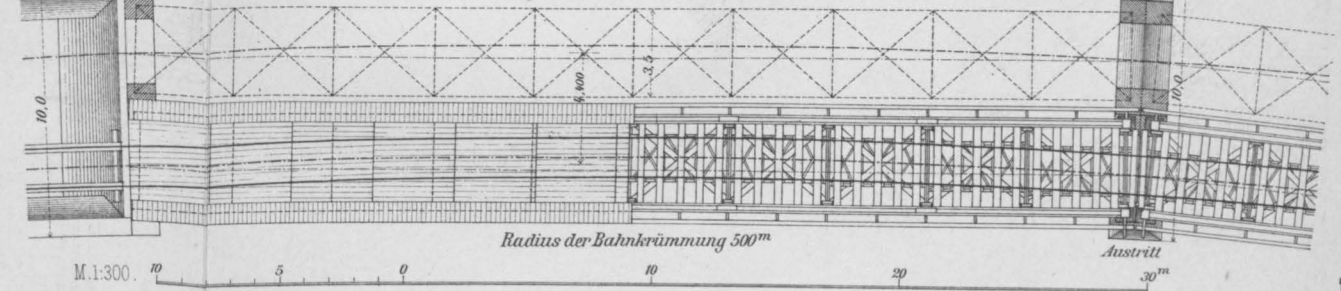
Fig. 16^{a,b}. Endvertikale. M. 1:50.Fig. 16^a. Innere Ansicht. Fig. 16^b. und Grundrisse. Seitenansicht.

Fig. 14. Oberer Knotenpunkt IV. M. 1:40.

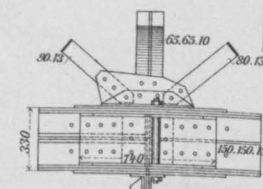
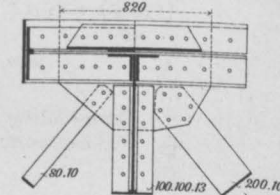


Fig. 15. Unterer Knotenpunkt 4. M. 1:40.

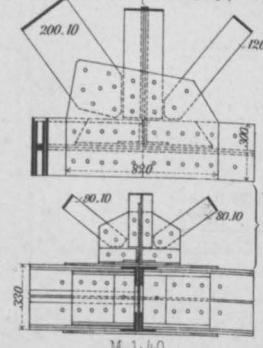
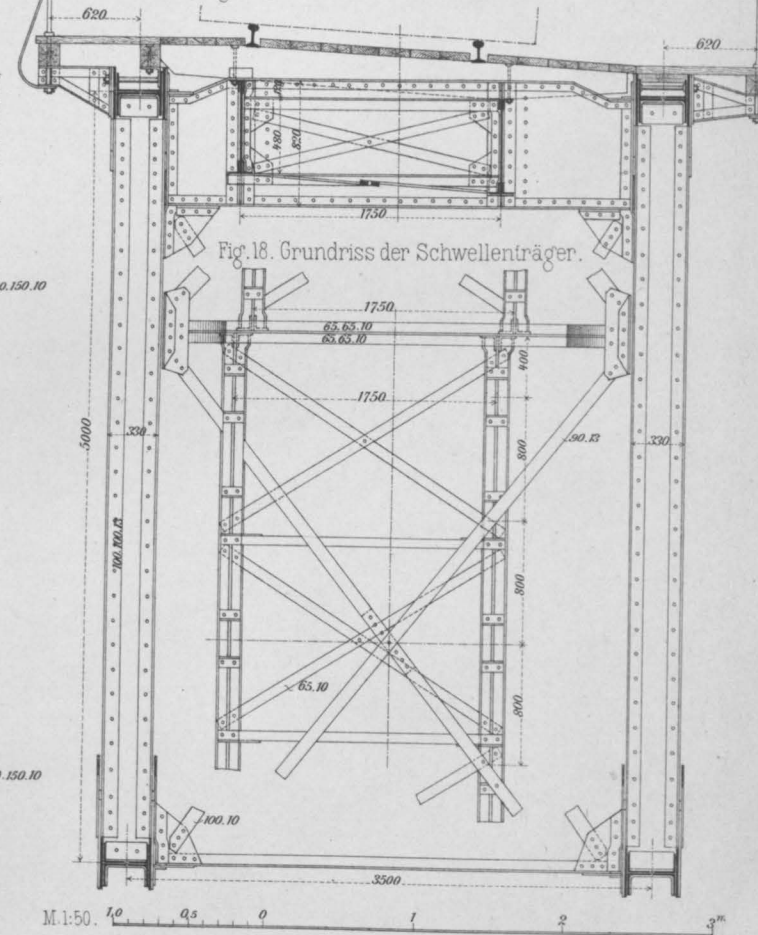
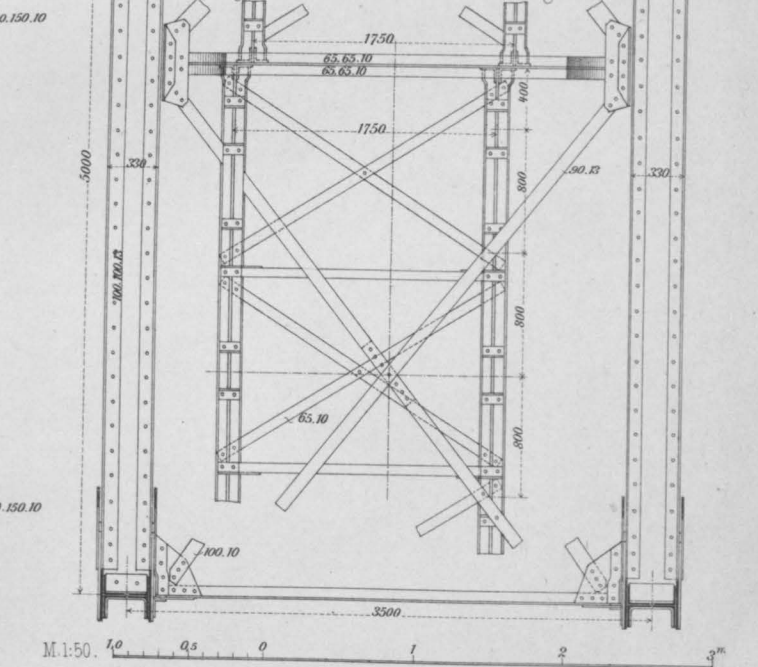
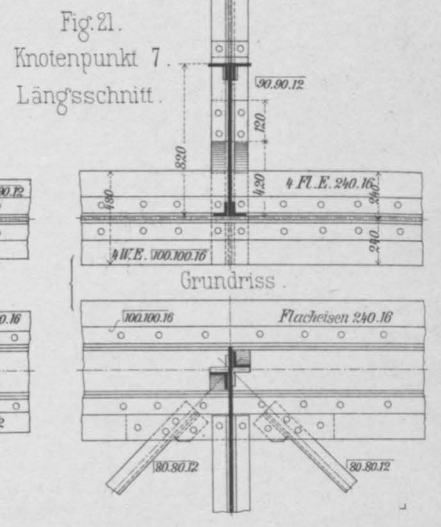
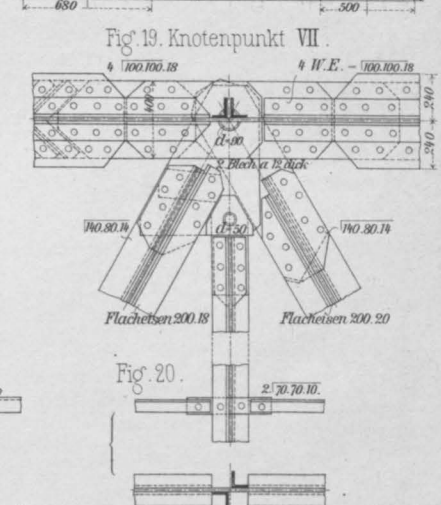
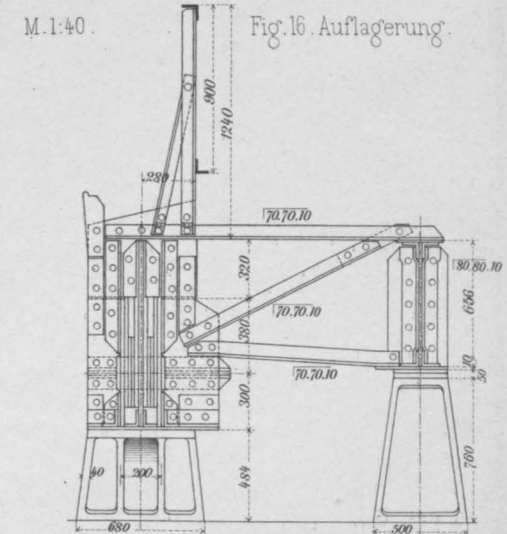
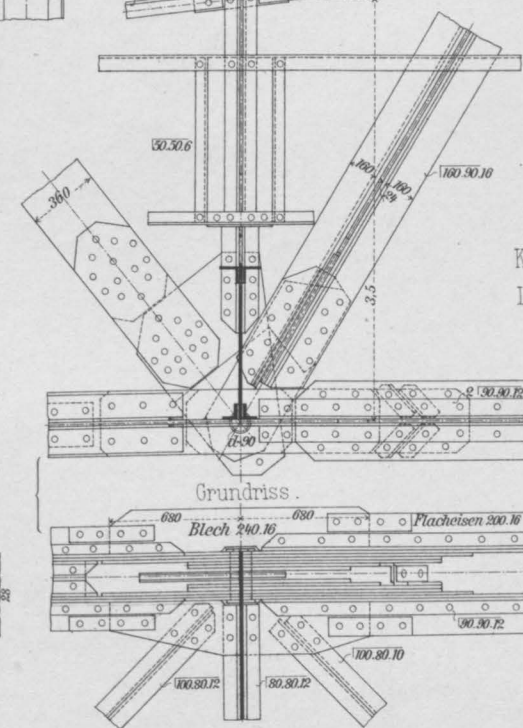
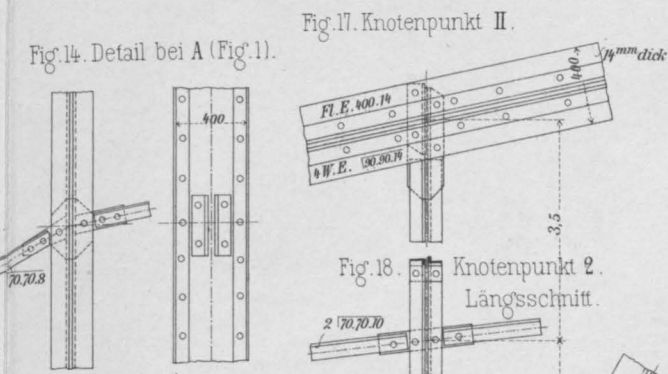
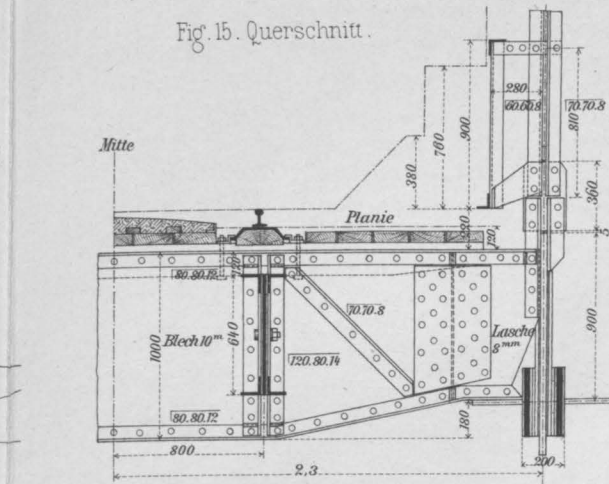
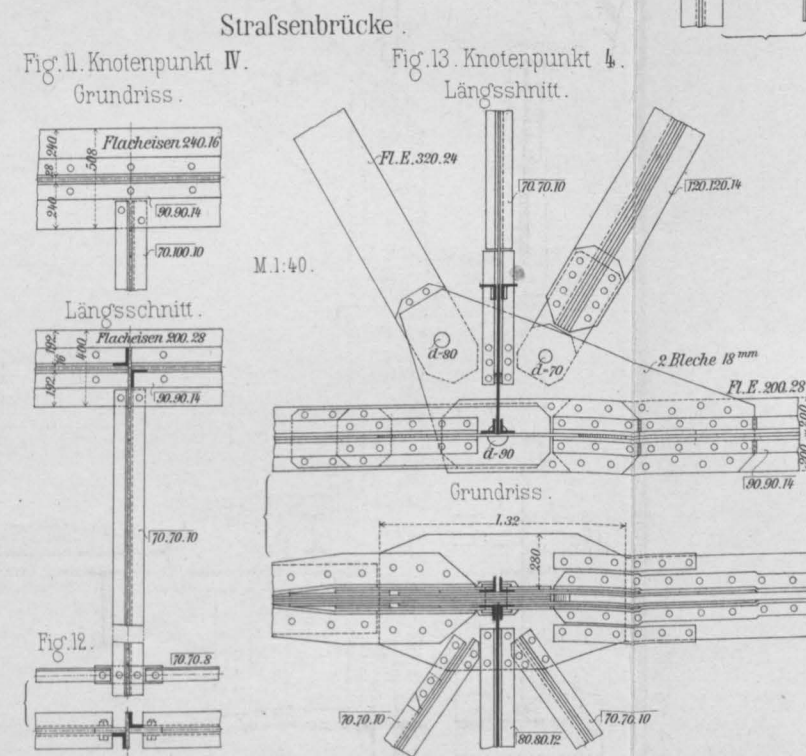
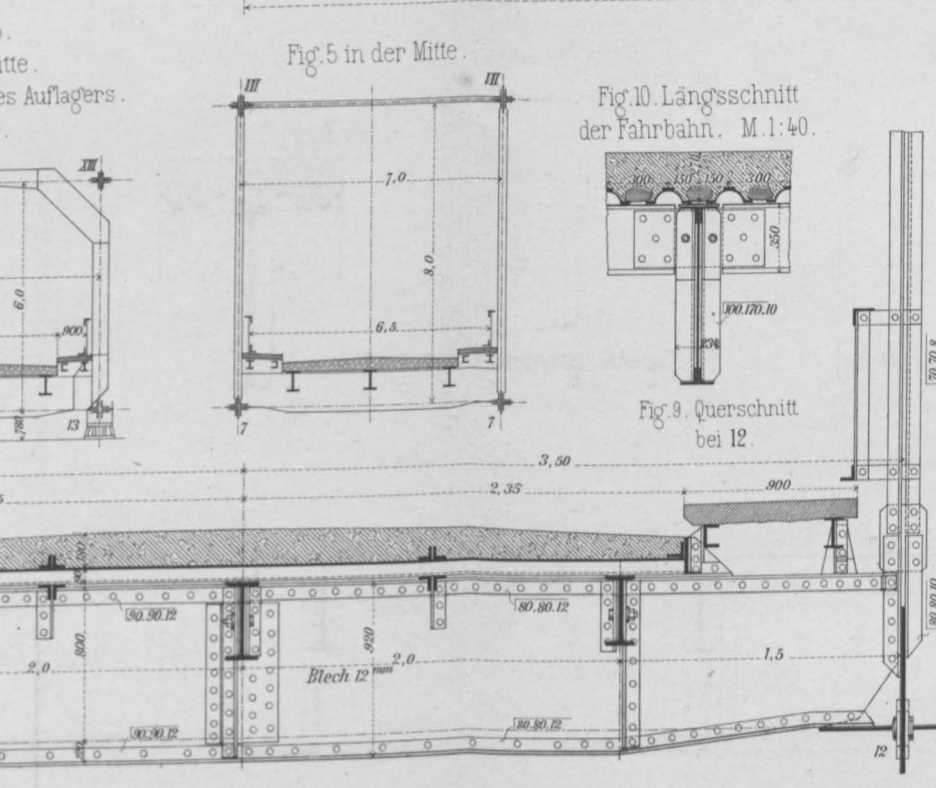
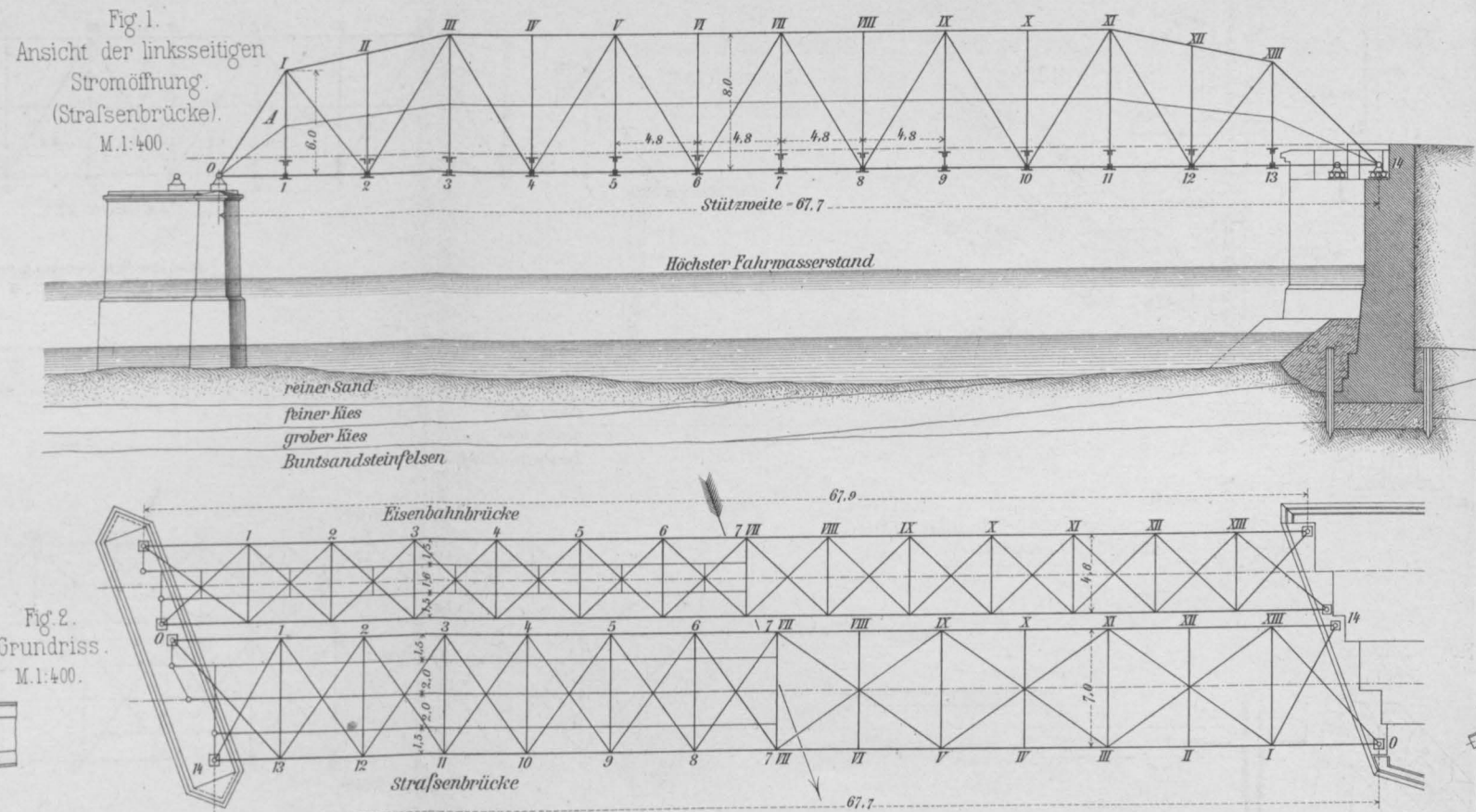
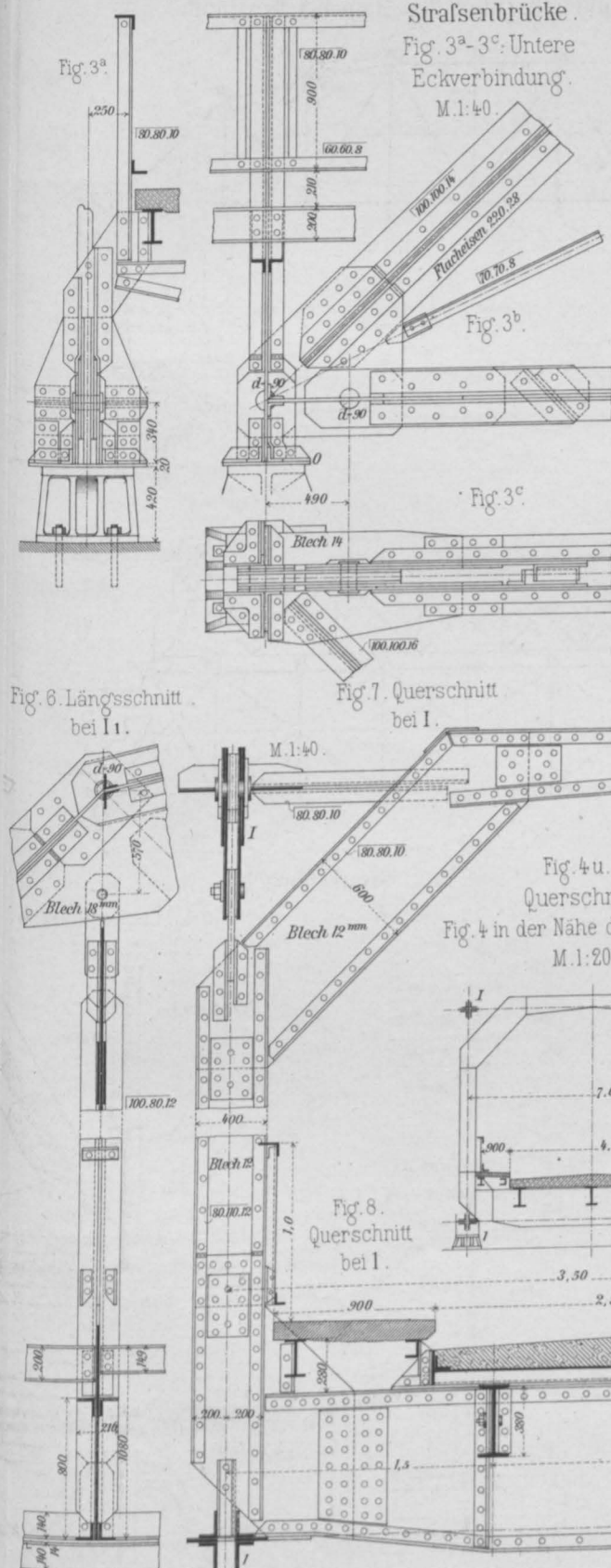
Fig. 17. Querschnitt im 7^{ten} Felde. M. 1:50.

Fig. 18. Grundriss der Schwellenträger.



Eisenbahnbrücke .



Eiserne Fachwerks - Balkenbrücke.
Fig. 1-15. Elbebrücke in Aussig. (N. W. B.)

Fig. 1. Ansicht. M. 0,002 (1:500).

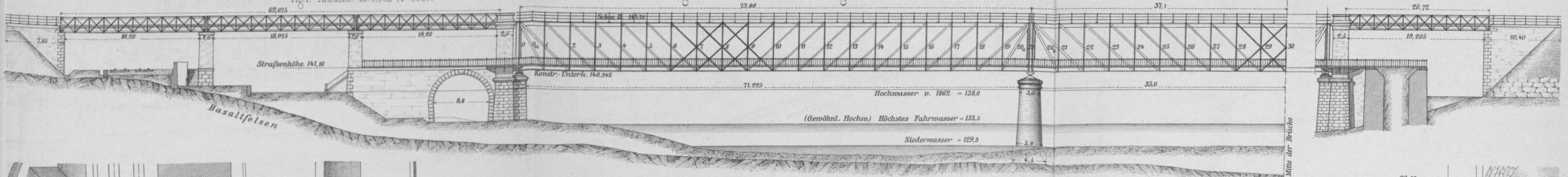


Fig. 2. Grundriss. M. 0,002 (1:500).

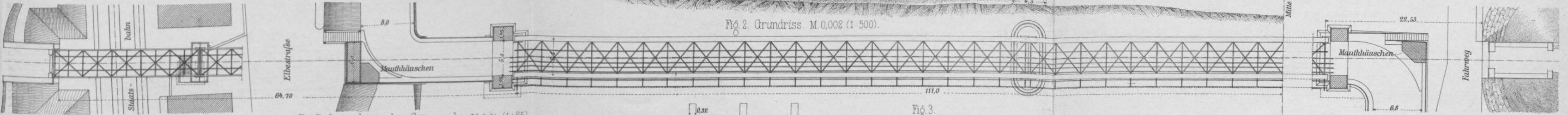


Fig. 7. Querschnitte des Gitterwerks. M. 0,04 (1:25).

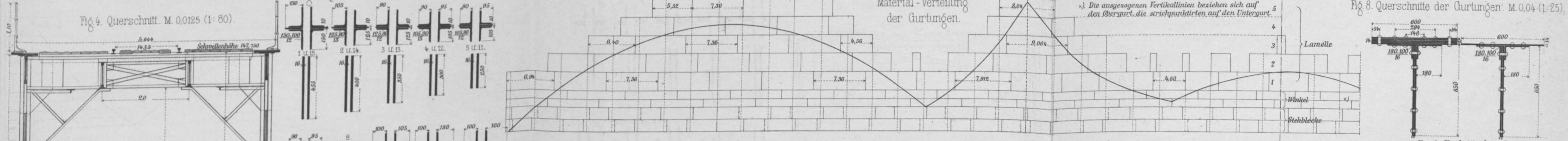


Fig. 3. Material-Verteilung der Gurtungen.

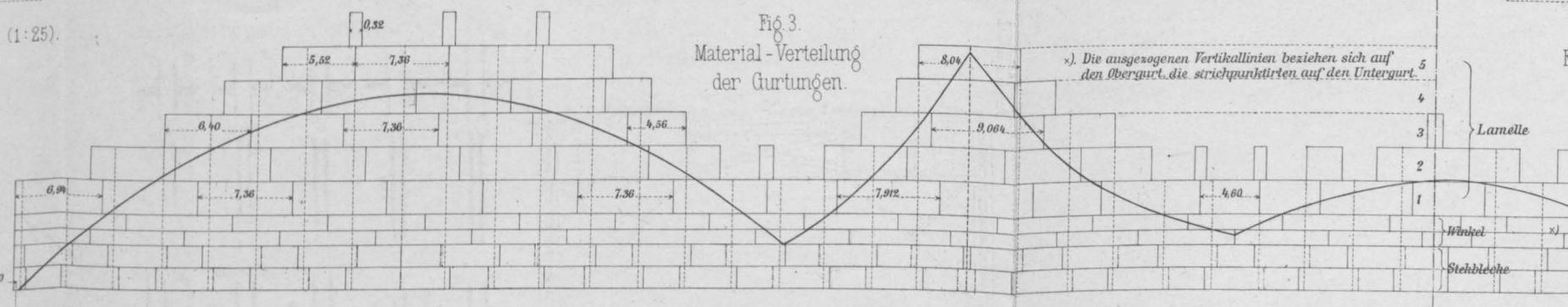


Fig. 8. Querschnitte der Gurtungen. M. 0,04 (1:25).

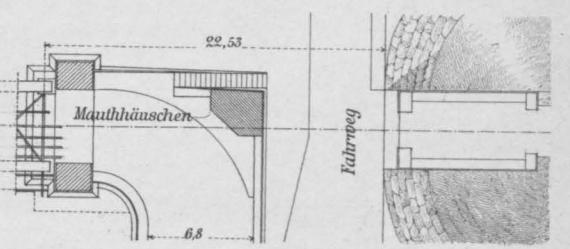


Fig. 4. Querschnitt. M. 0,0125 (1:80).

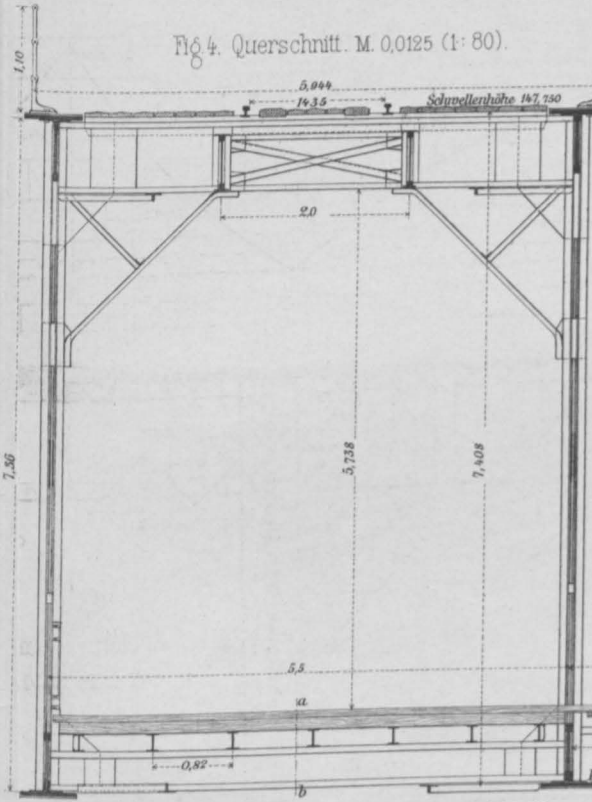


Fig. 5a. Obere Quer- und Längsträger.

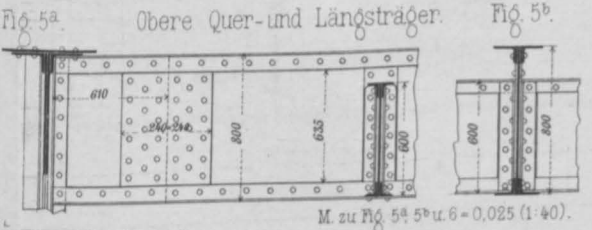


Fig. 5b. Schnitt a-b.

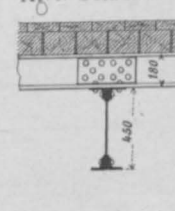


Fig. 6. Schnitt a-b.

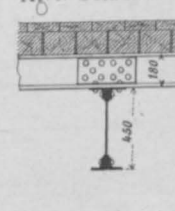


Fig. 11. Knoten - Details. M. 0,025 (1:40).

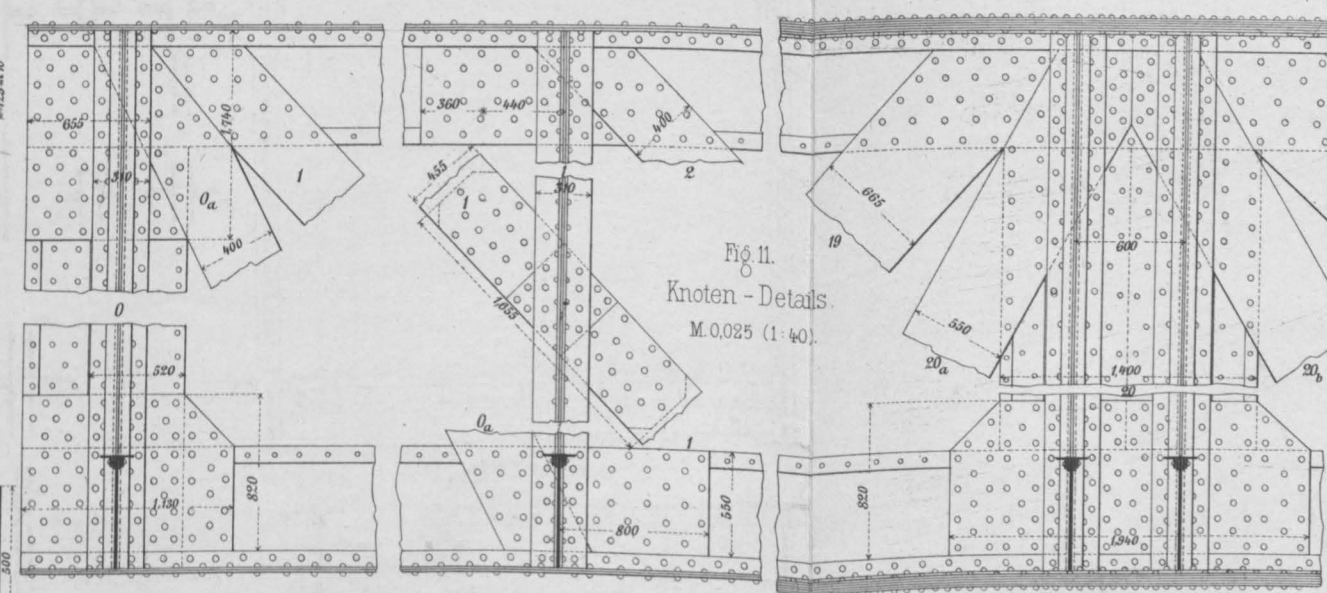


Fig. 9. Endständer 0.

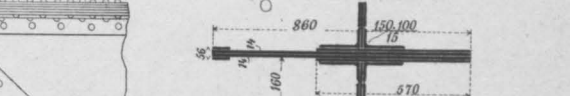


Fig. 10. Mittelständer. M. 0,04 (1:25).

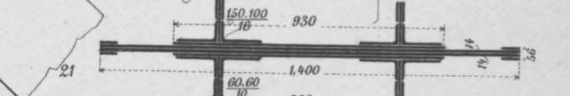


Fig. 12. Oberer Windknoten 3. Fig. 13. Unterer Windknoten 23.

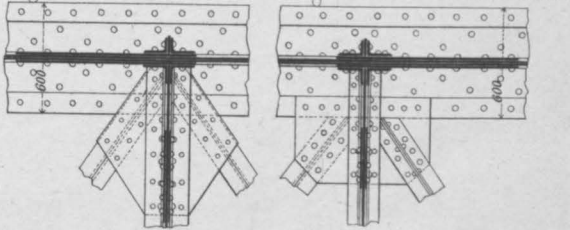


Fig. 15. Auszugs-Vorrichtung der Straßenbahn.

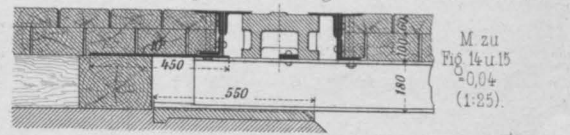


Fig. 1-8. Nidda-Viadukt bei Assenheim.

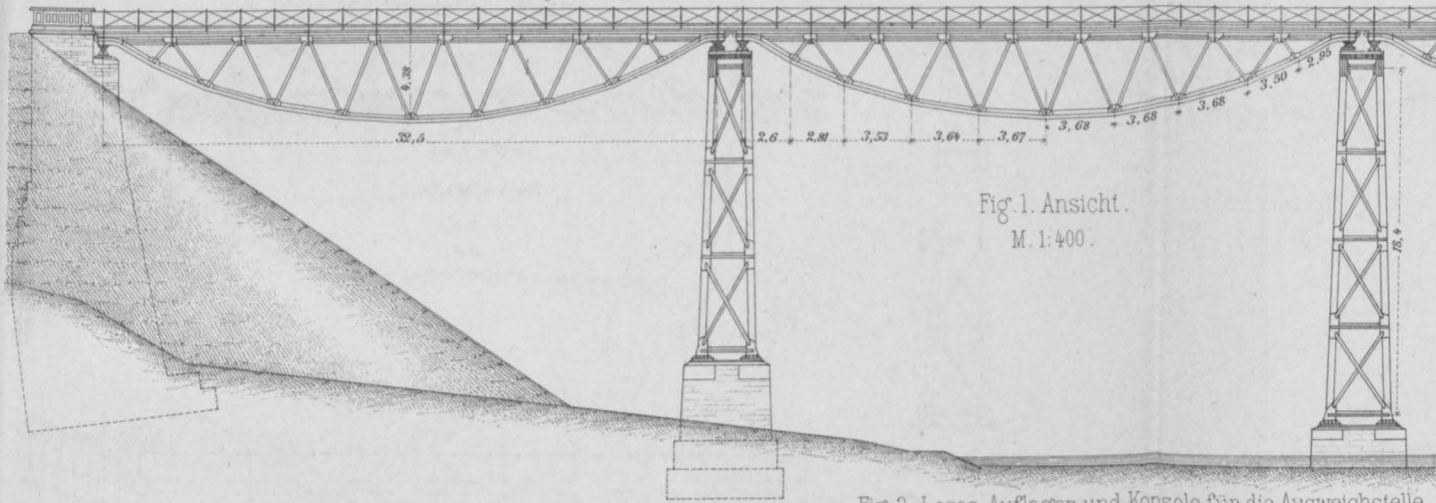


Fig. 2. Oberer Teil des Querschnitts. M. 1:40.

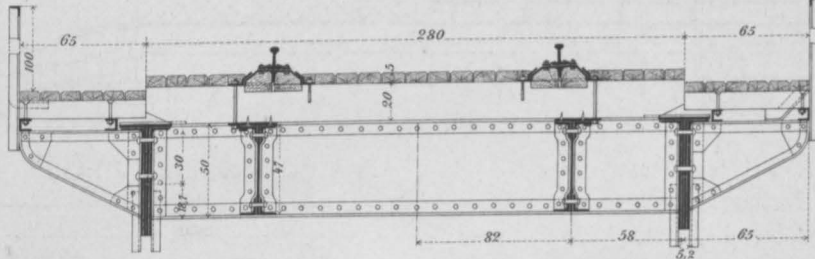


Fig. 4. Ansicht. M. 1:50.

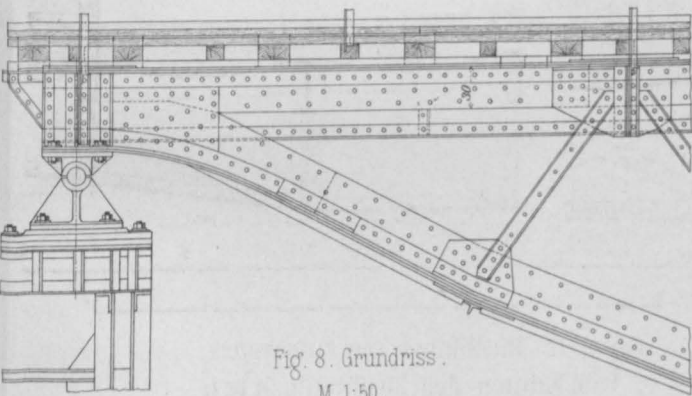


Fig. 8. Grundriss. M. 1:50.

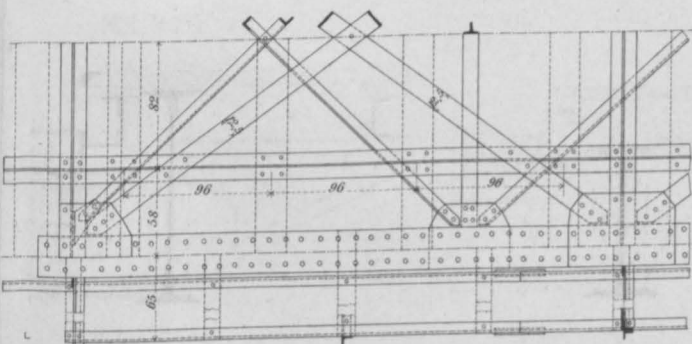


Fig. 3. Loses Auflager und Konsole für die Ausweichstelle. M. 1:40.

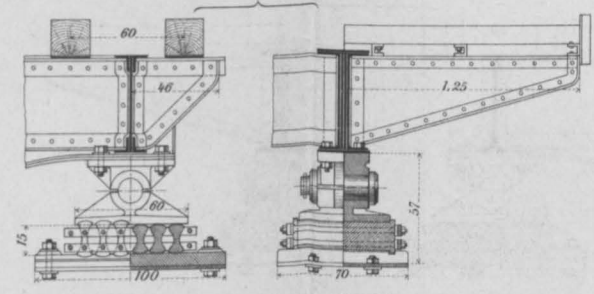


Fig. 5. Längsschnitt. M. 1:50.

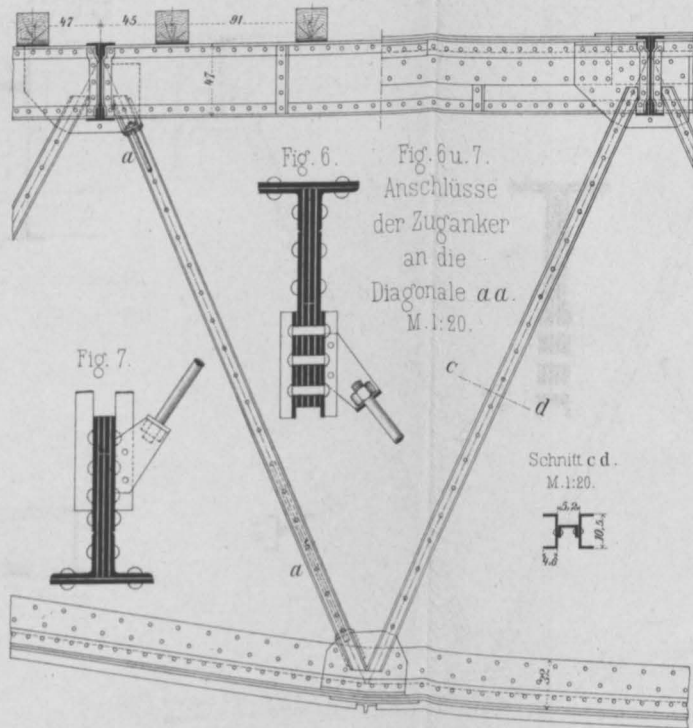


Fig. 6. Anschlüsse der Zuganker an die Diagonale aa. M. 1:20.

Fig. 7.

Schnitt c d. M. 1:20.

Eiserne Fachwerks-Balkenbrücken.

Fig. 9. Ansicht. M. 1:400.

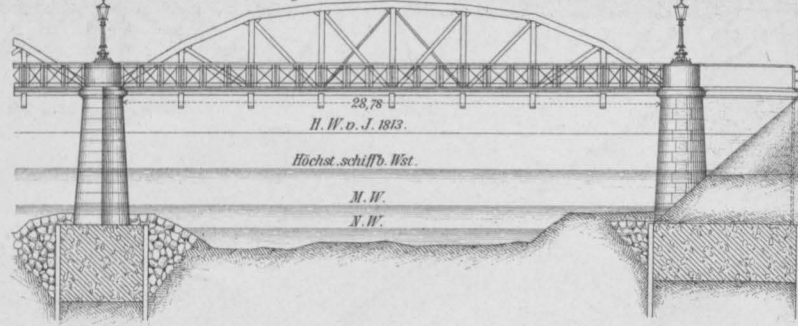


Fig. 10. Grundriss. M. 1:400.

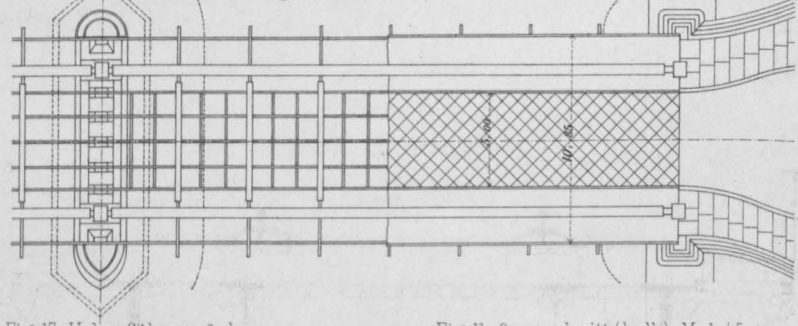
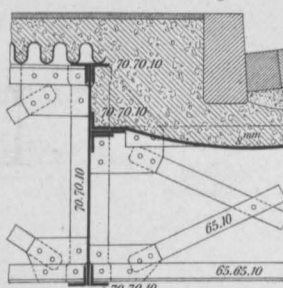


Fig. 17. Ueberführung der Berliner Strasse über den Bahnhof Leipzig. M. 1:30.



M. 1:45 zu Fig. 11-13.
M. 1:20 zu Fig. 18, 19, 22.

Fig. 11. Querschnitt (halb). M. 1:45.

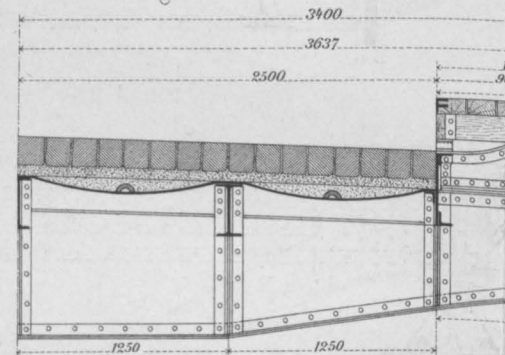


Fig. 17-22. Anschlüsse von Fußwegen an Fahrbahnen der Straßenbrücken.

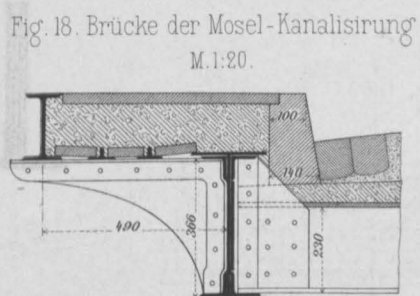


Fig. 19. Projekt. M. 1:30.

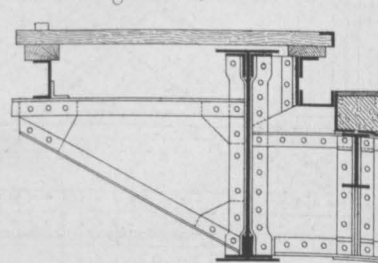


Fig. 9-16. Straßenbrücke über die Oder bei Kosel.

Fig. 12. Längsschnitt durch die Mitte eines Hauptträgers.

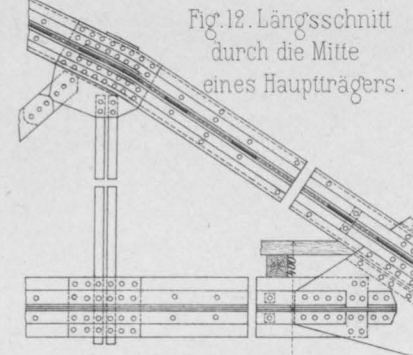


Fig. 15. Querschnitt des Obergurts des Untersturts.

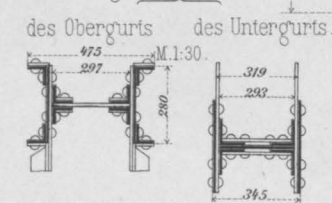


Fig. 14. Auflager der Straßenbalken. M. 1:45.

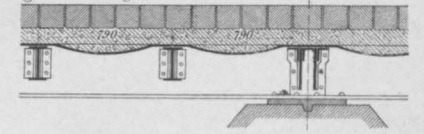


Fig. 13. Ansicht. M. 1:45.

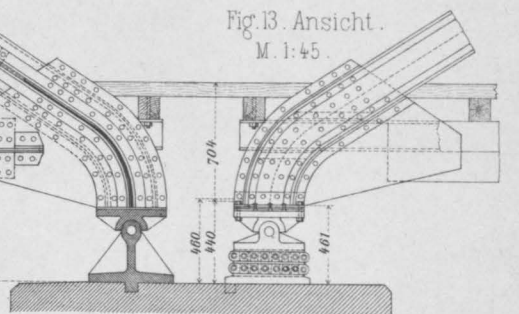


Fig. 16. Grundriss des Obergurts. M. 1:45.

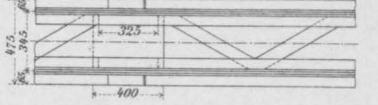


Fig. 22^a. Schnitt durch die Kandel.

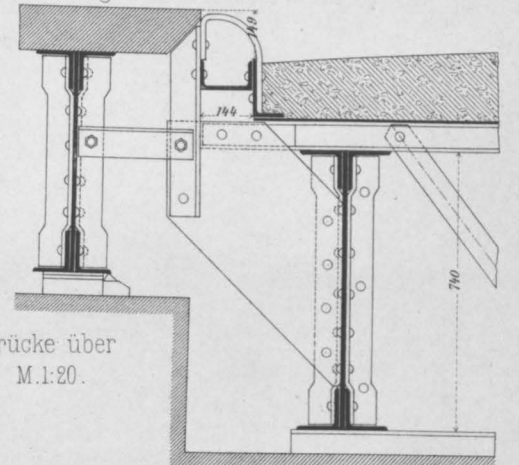


Fig. 22^a. Straßenbrücke über Bahnhof Mainz. M. 1:20.

Fig. 20. Wegüberführung der Saarbrücker-Eisenbahn. M. 1:30.

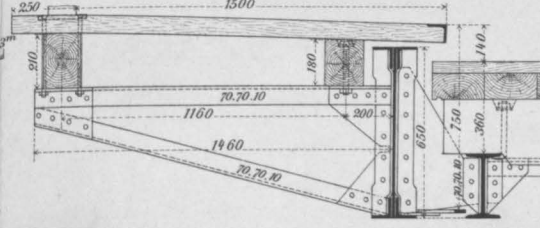


Fig. 22^b. Einmündung in das Abfallrohr.

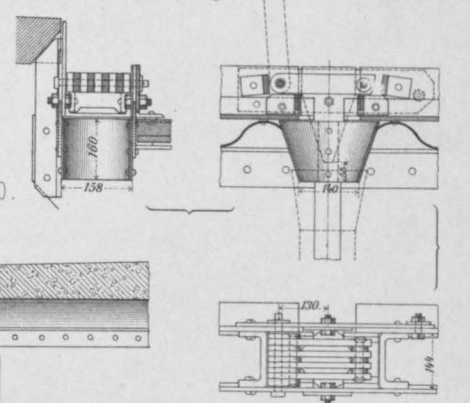
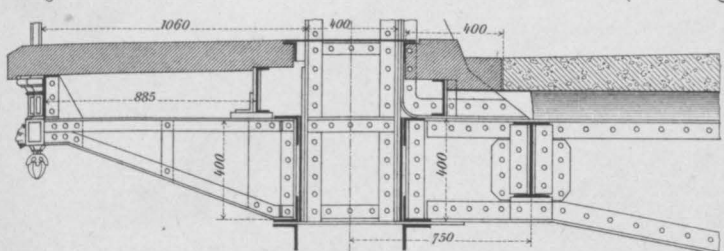


Fig. 21. Brücke über die Weser bei Bodenwerder. M. 1:30.



Balkenbrücken. Genietete Knotenpunkte und Queranschlüsse.

Zweite Abteilung. Taf. XV.

Handbuch der Ingenieurwissenschaften. II. Band. Brückenbau. 2^{te} Aufl.

Fig. 1. Brücke über den Bahnhof Wien der österr. Kaiserin-Elisabeth-Bahn.
M. 1:20.

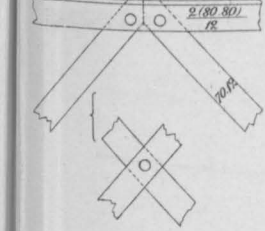


Fig. 2. Verbindungsbahnbrücke über den Wienfluss.
M. 1:20.

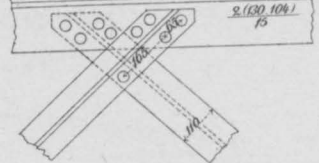


Fig. 3. Brücke über den Bahnhof Wien der österr. Kaiserin-Elisabeth-Bahn.
M. 1:20.

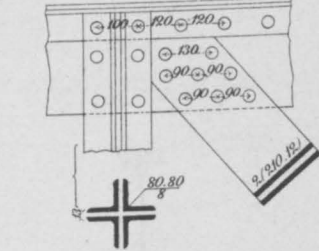


Fig. 4. Eipel-Brücke.
M. 1:20.

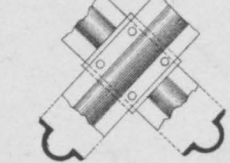


Fig. 7. Elbbrücke bei Aussig. M. 1:33.

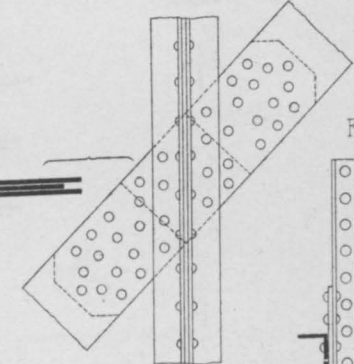


Fig. 8. Waal-Brücke bei Bommel.
M. 1:40.

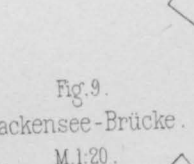


Fig. 9. Flackensee-Brücke.
M. 1:20.

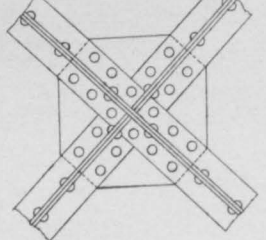
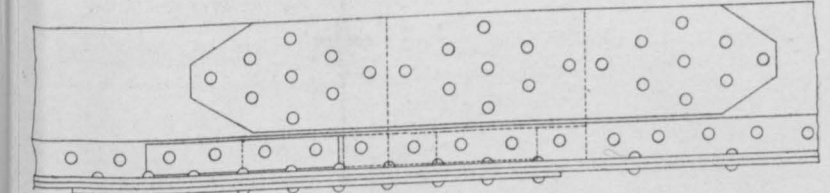


Fig. 10. Donau-Brücke bei Mariaort.
M. 1:20.



Schnitt I.

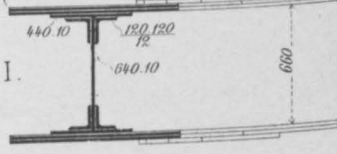


Fig. 11. M. 1:20.

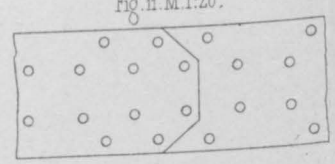


Fig. 12^a-12^f. Warthe-Brücke bei Posen.
M. 1:25.

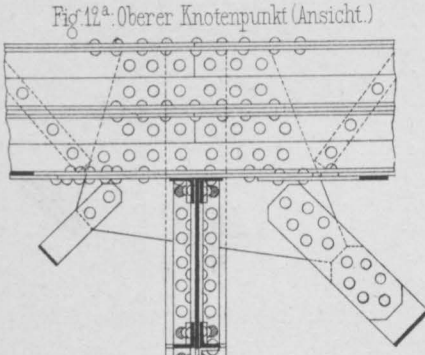


Fig. 12^b. Unterer Knotenpunkt (Ansicht.)

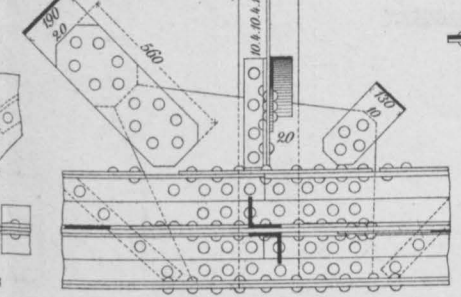


Fig. 12^c. Untere Ansicht der oberen Gurtung.

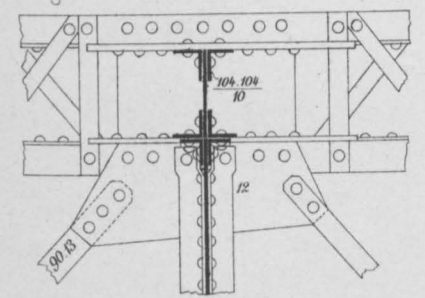


Fig. 12^f. Untere Ansicht der unteren Gurtung.

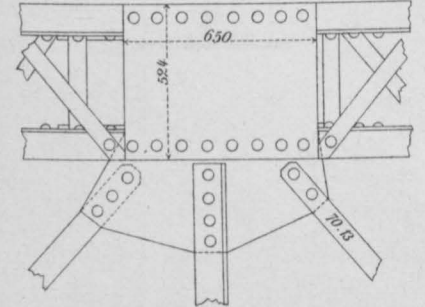


Fig. 13^a-13^g. Weichsel-Brücke bei Thorn.
M. 1:300.



Fig. 13^b. Knotenpunkt A. M. 1:33.

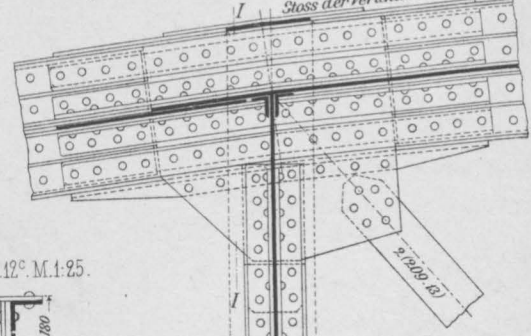


Fig. 12^e. M. 1:25.

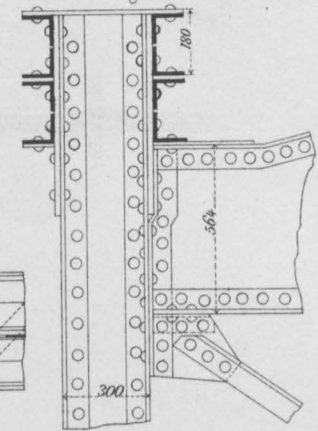


Fig. 13^d. Knotenpunkt B. M. 1:33.

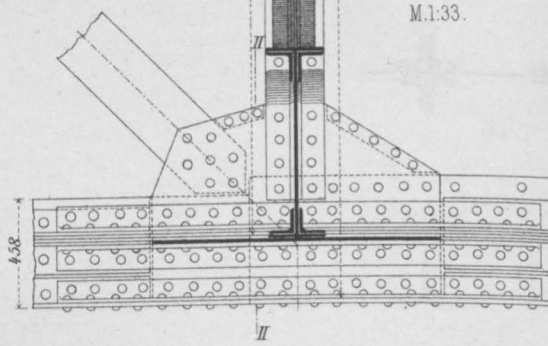


Fig. 13^f. Schnitt III. (Fig. 13^g).

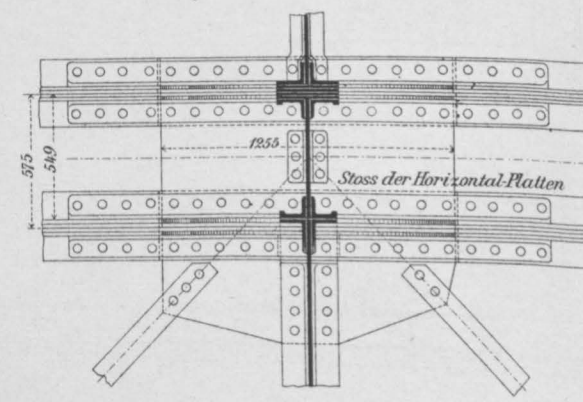


Fig. 13^c. Schnitt I. (Fig. 13^b).
M. 1:33.

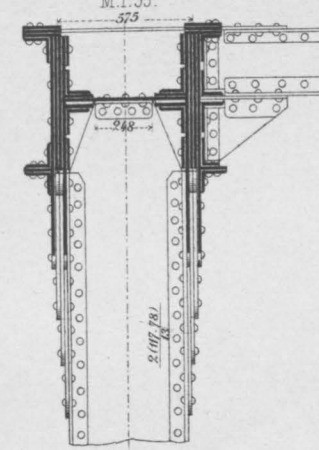


Fig. 13^e. Obere Ansicht des Knotenpunkts A. M. 1:33.

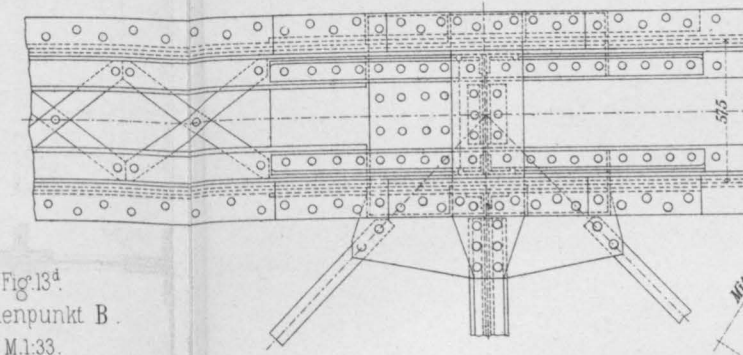


Fig. 13^g. Schnitt II. (Fig. 13^d).
M. 1:33.

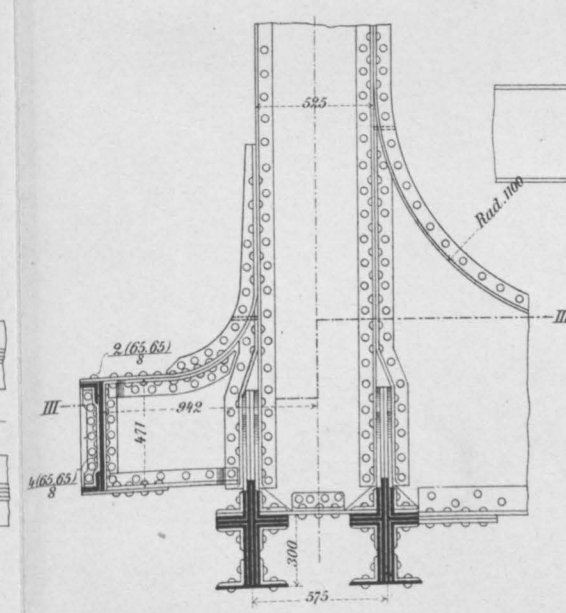


Fig. 14. Elbbrücke bei Tetschen.
M. 1:50.

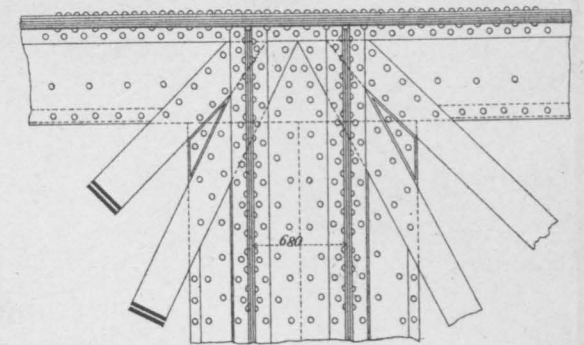


Fig. 15. Donau-Brücke am Tabor in Wien.
M. 1:50.

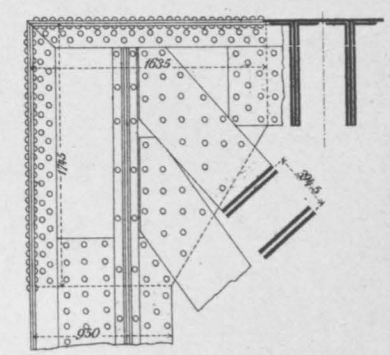


Fig. 16. Lange Oderbrücke in Breslau.
M. 1:20.

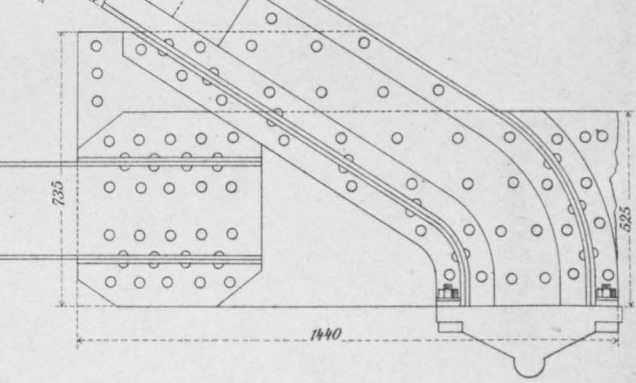
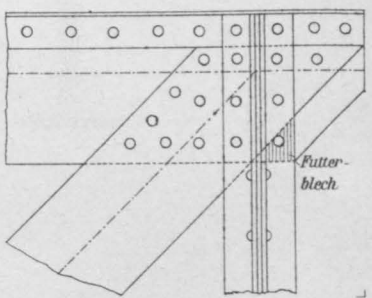


Fig. 17. Brücke über den Bahnhof in München.
M. 1:20.



Verlag v. W. Engelmann, Leipzig

Fig. 1^{a-c}. Endabschluss.

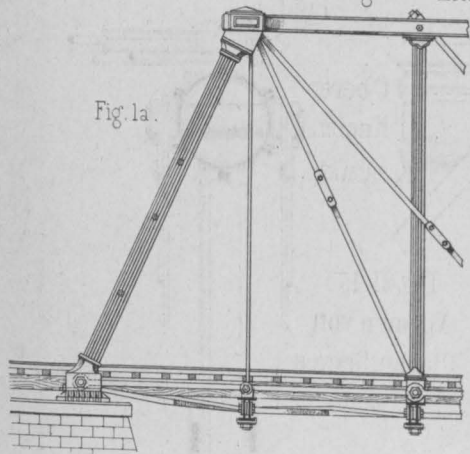


Fig. 1b.

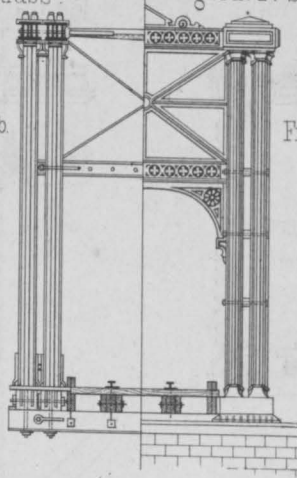


Fig. 1 u. 2. System Linville.

Fig. 1c.



Fig. 2. Ansicht.

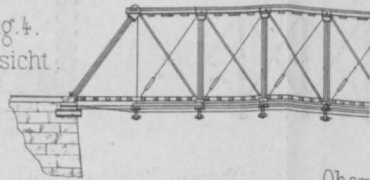
Fig. 2b.



Fig. 2c.

Fig. 3-9. Normen der Keystone-Bridge Comp.

Fig. 4. Ansicht.



Oberer Knotenpunkt.

Fig. 4b.

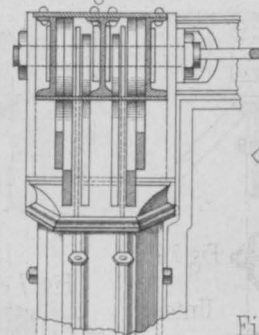


Fig. 5a.

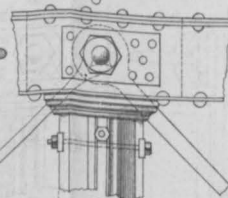


Fig. 5b.

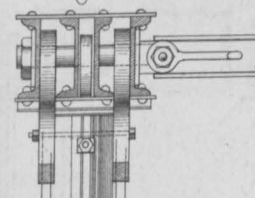


Fig. 7c.

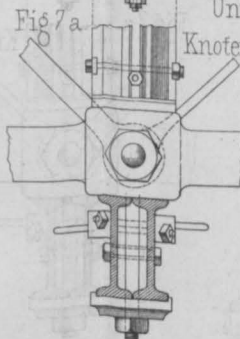


Fig. 7b.

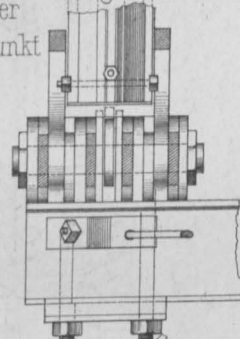


Fig. 7d.

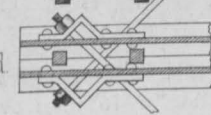


Fig. 11a.

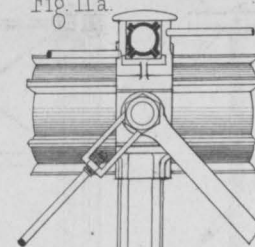


Fig. 11b.

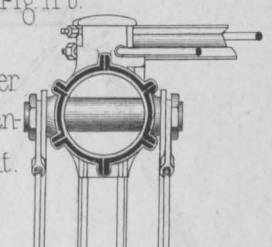


Fig. 11-15. Normen von Clarke, Reeves u. Comp.

Fig. 12a.

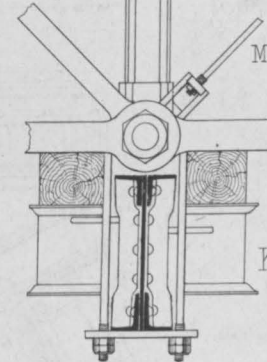
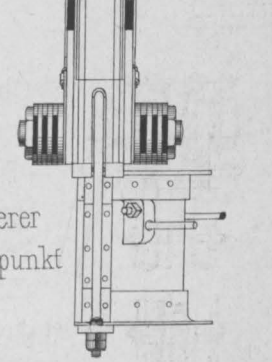


Fig. 12b.



Oben.

Fig. 3a u. b. Knotenpunkte bei kleinen, Fig. 4^{a-7d} bei größeren Spannweiten und unten liegender Bahn.

Fig. 6c.

Fig. 6a.

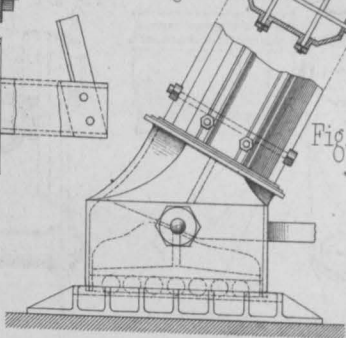
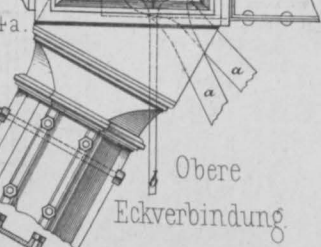


Fig. 4a.



Obere Eckverbindung.

Fig. 6d.

Fig. 6a.

Fig. 6^a u. 6^b. Lager. Maßstab zu Fig. 3-9 = 1:24.

Fig. 8 u. 9. Knotenpunkte bei oben liegender Bahn. M. 1:24.

Oberer Knotenpunkt.

Fig. 8b.

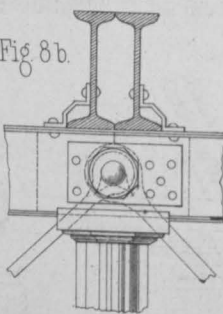


Fig. 9c.



Unterer Knotenpunkt.

Fig. 9a.

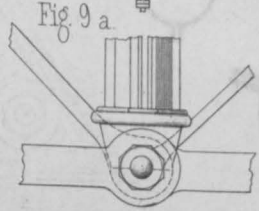
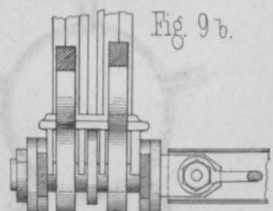


Fig. 9b.



Neueres Profil der Keystone, Bridge Co. Pittsb. (Piper's Patent)

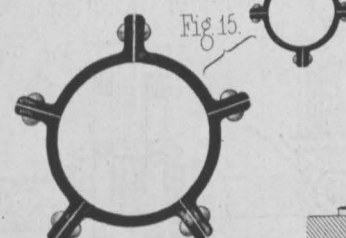
Fig. 10.



M. 1:10.

Querschnitt der Phönixsäulen

Fig. 15.



Bewegliches und festes Lager.

Fig. 14a.

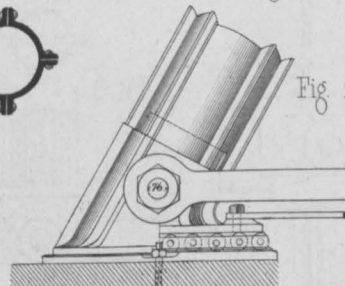


Fig. 14b.

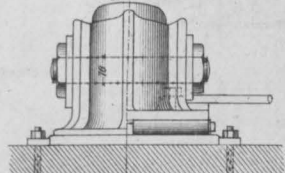


Fig. 1-4. Normen der Delaware-Bridge-Comp.
Fig. 1. Träger-Schema.

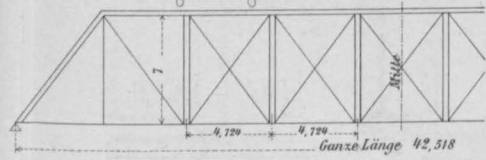


Fig. 2. Oberer Knotenpunkt. M. 1:36.

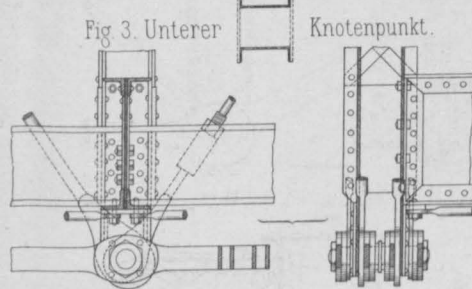
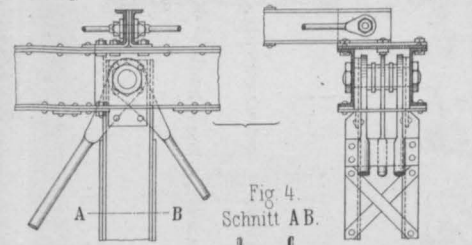


Fig. 8-12. Normen der American Bridge Comp. in Chicago.
Fig. 8. Oberer Knotenpunkt.

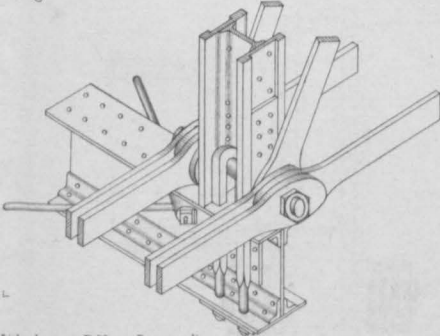
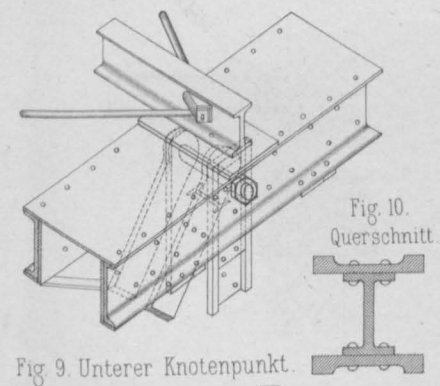


Fig. 15-19. Blair Crossing Brücke über den Missouri.

Fig. 15. Ansicht. M. 1:2000.

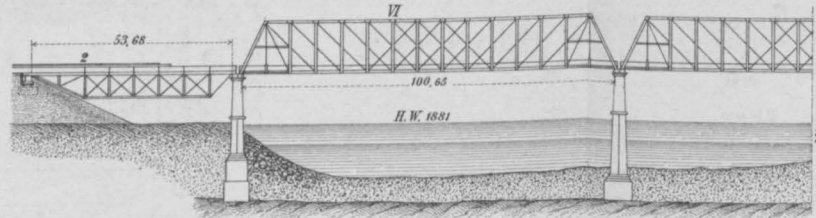


Fig. 5-7. Lackawaxen-Brücke.

Fig. 5. Oberer Knotenpunkt.

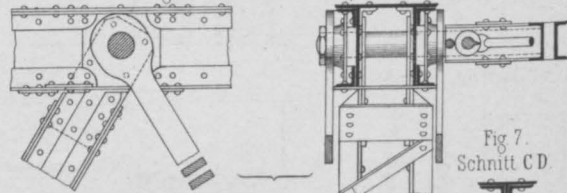


Fig. 6. Unterer Knotenpunkt.

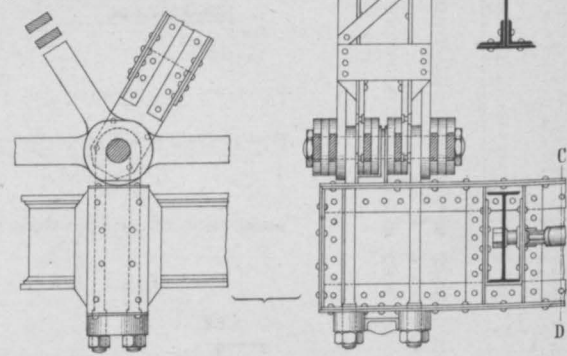


Fig. 11. Obere Eckverbindung.

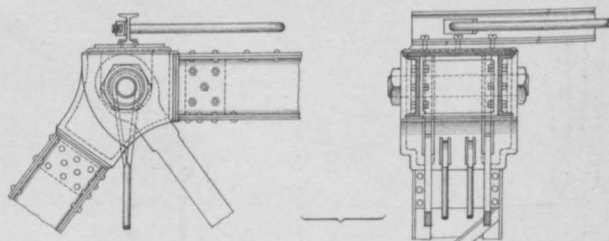


Fig. 12. Untere Eckverbindung.

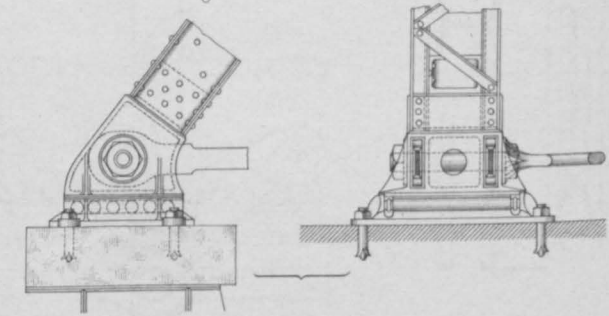


Fig. 13 u. 14. Einzelheiten Post'scher Trägern. M. 1:32.

Fig. 13. Druckstreben bei größeren Brücken.

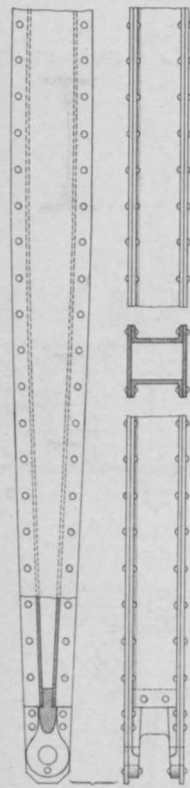


Fig. 14. Druckstreben bei kleineren Brücken.

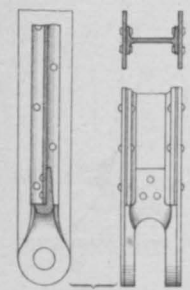


Fig. 16-18. Einzelheiten der Träger der Nebenöffnung. M. 1:40.
Fig. 16. Eckverbindung u. Lager.

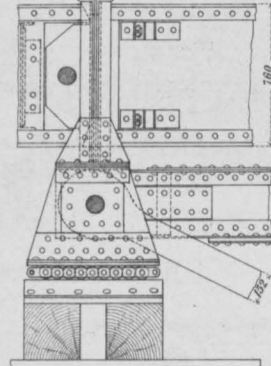


Fig. 17. Oberer Knotenpunkt 2 (Fig. 15)

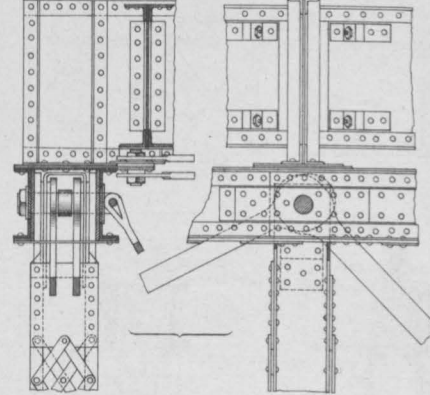


Fig. 18. Unterer Knotenpunkt 2.

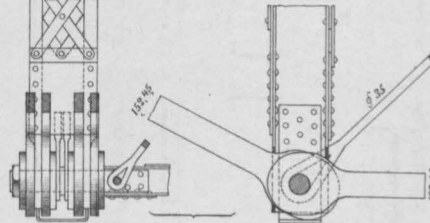


Fig. 19 a-d Einzelheiten der Träger der Hauptöffnungen bei VI (Fig. 15) M. 1:40.

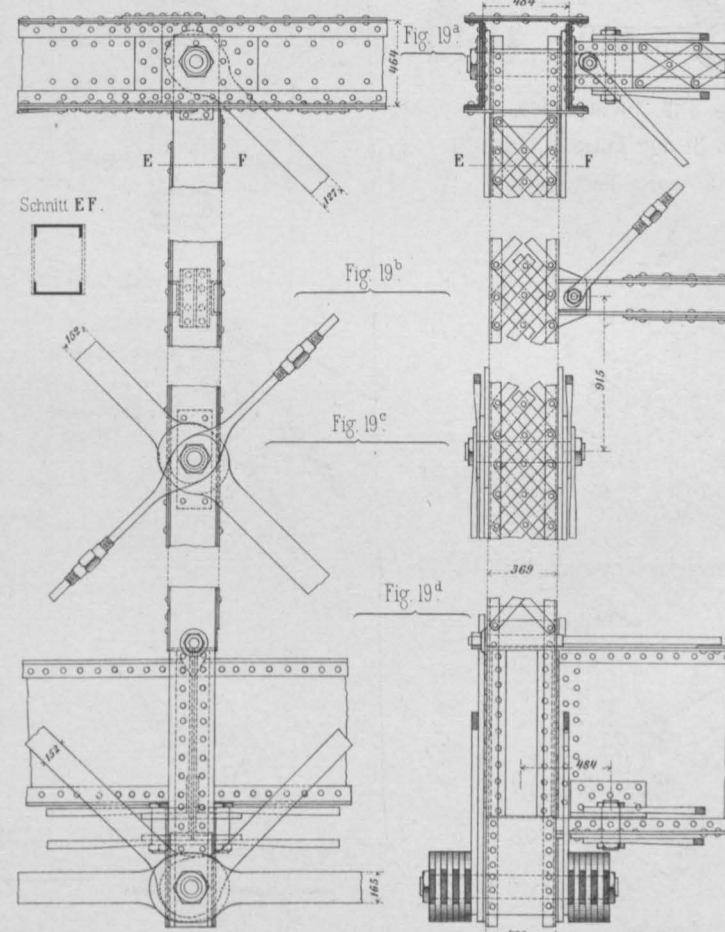


Fig. 20-22. Brücke über den Big Warrior River (Memphis-Birmingham-Bahn)

Fig. 20. Träger-Schema.

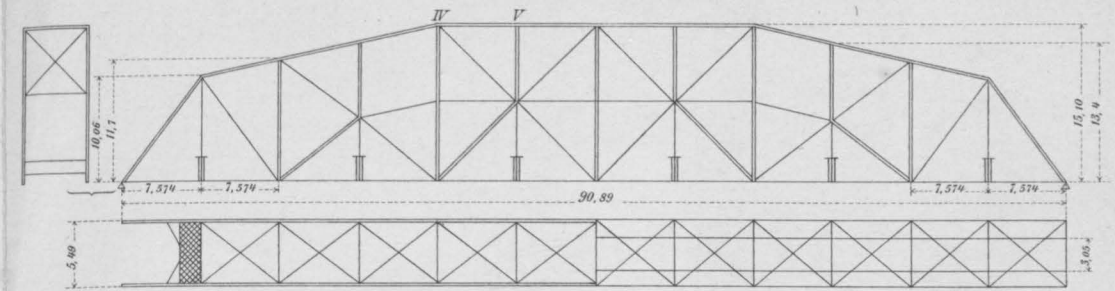


Fig. 21 a-d Einzelheiten bei IV (Fig. 20)

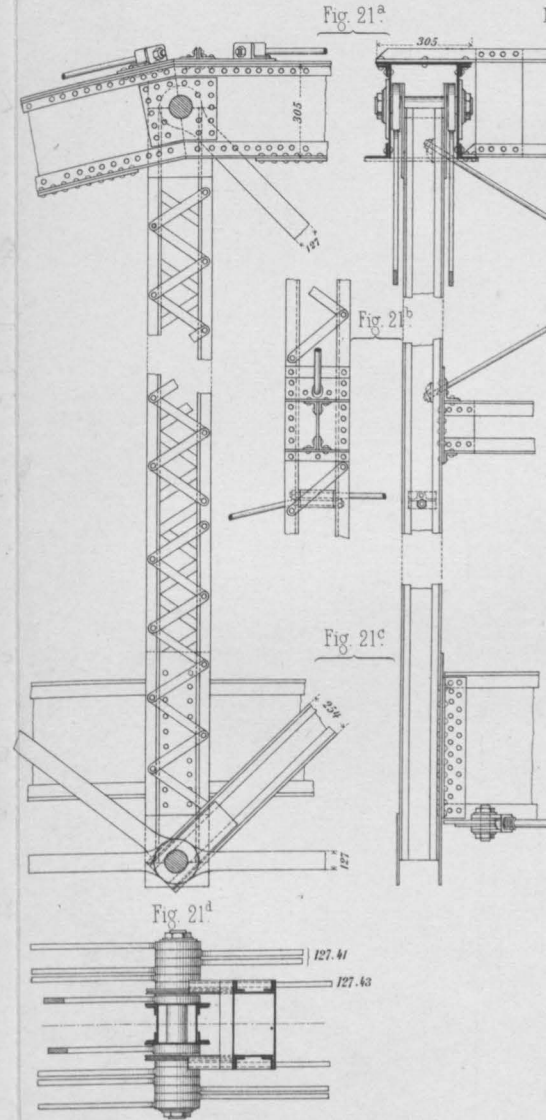
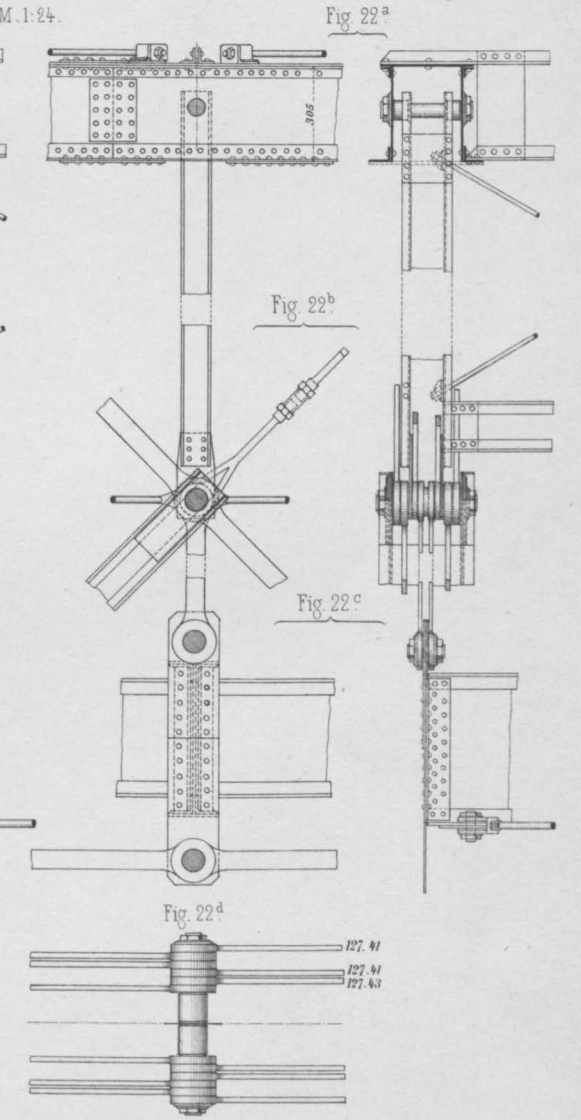
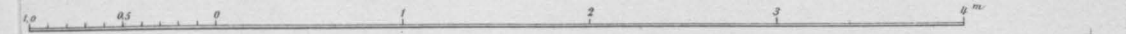


Fig. 22 a-d Einzelheiten bei V (Fig. 20)



Mafsstab 1:40 zu Fig. 16-19.



Träger mit freischwebenden Stützpunkten. (System Gerber.)

Fig. 1-6. Donau-Brücke bei Vilshofen.

Fig. 1. Schema. A. verschieblich. B. Gelenk.

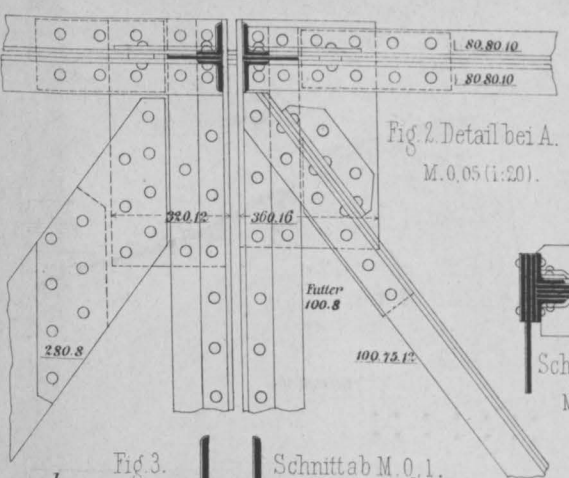


Fig. 4. Grundriss von Fig. 2. M. 0.05 (1:20).

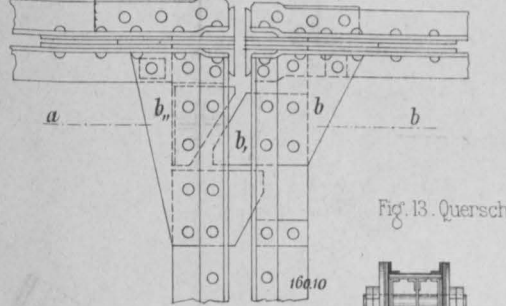


Fig. 5. Ansicht des unteren Knotenpunktes B. Verbindung durch Blecheinlagen und gemeinsamen Querträger.

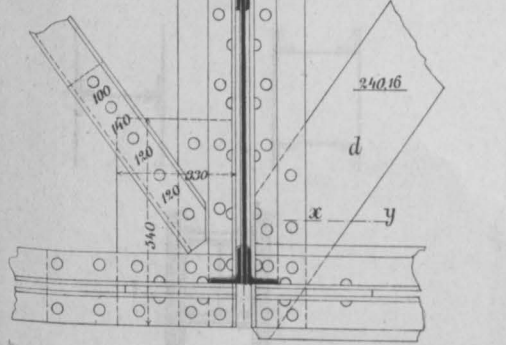


Fig. 7-9. Warthebrücke bei Posen.

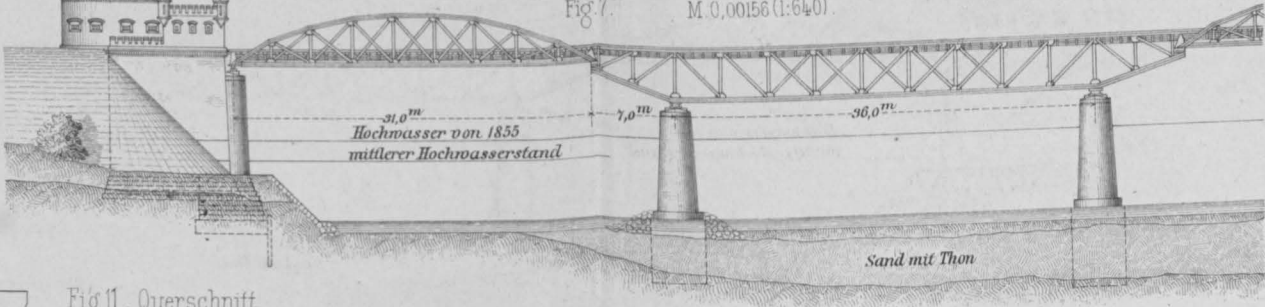


Fig. 11. Querschnitt. M. 0.002 (1:500).

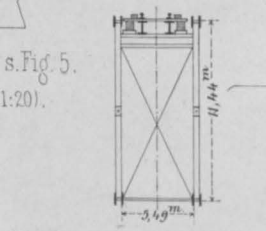


Fig. 12-14. Oberer Knotenpunkt C. (Gelenk).

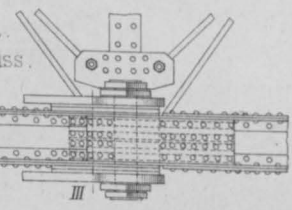


Fig. 13. Querschnitt.

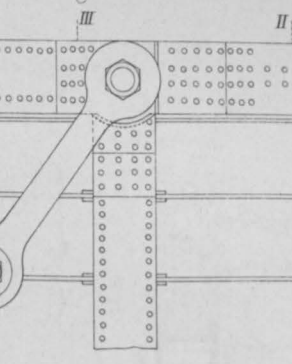


Fig. 14. Ansicht.

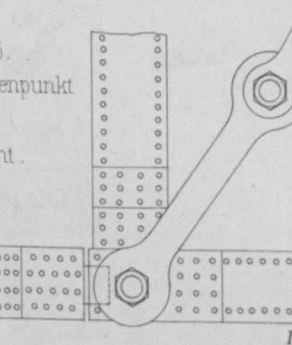


Fig. 10-20. Kentucky Viadukt der Cincinnati Southernbahn.

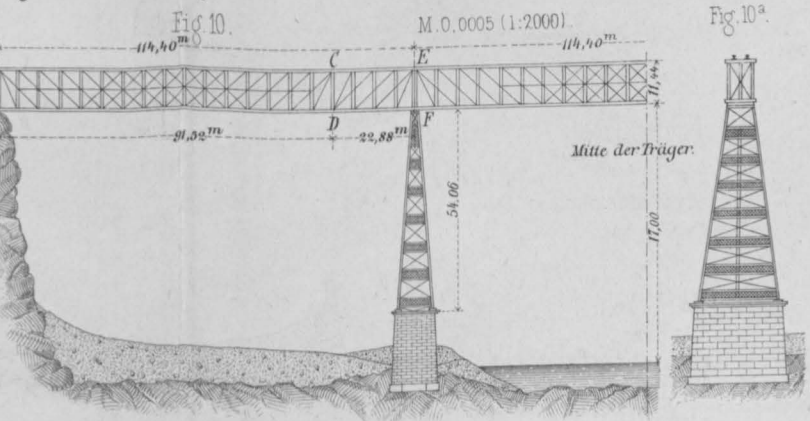


Fig. 16 u. 17. Detail bei E.

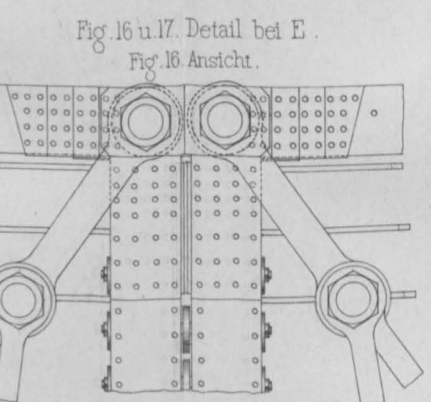


Fig. 17. Querschnitt.

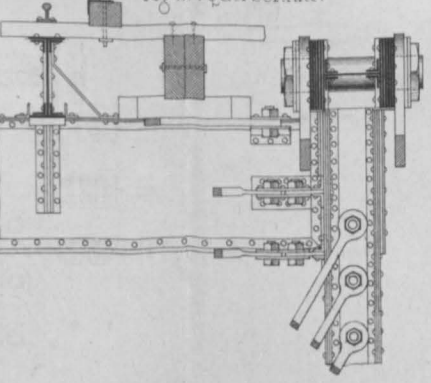


Fig. 18. Querschnitt.

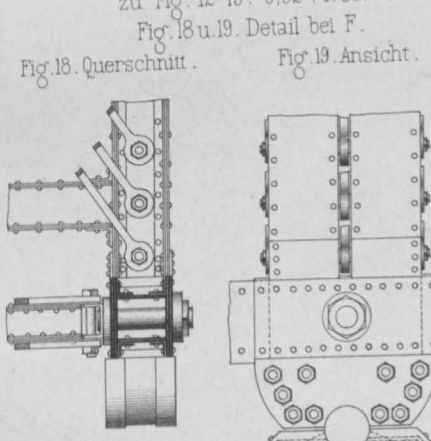


Fig. 19. Ansicht.

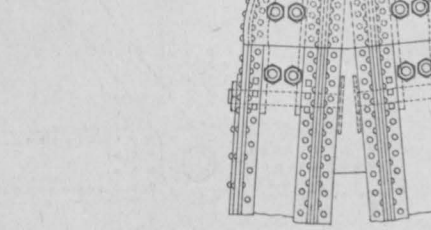


Fig. 8. M. 0.04 (1:25).

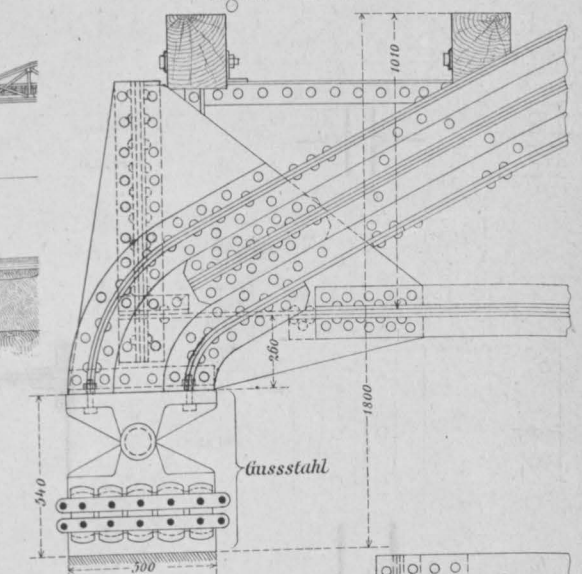


Fig. 9. M. 0.04 (1:25).

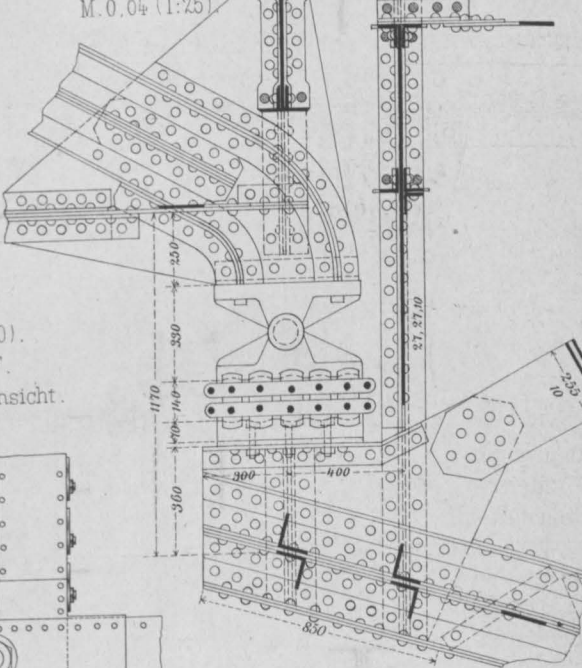
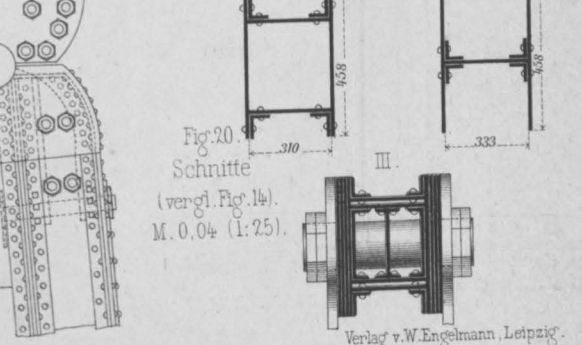


Fig. 20. Schnitt (vergl. Fig. 14). M. 0.04 (1:25).



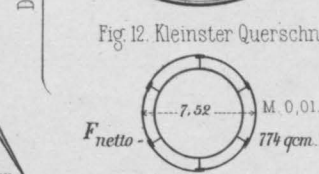
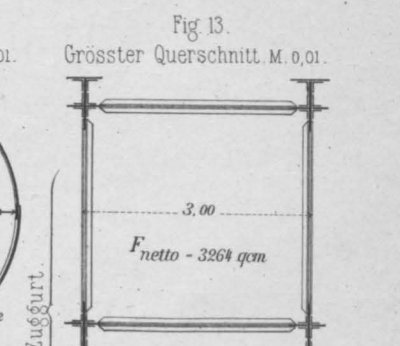
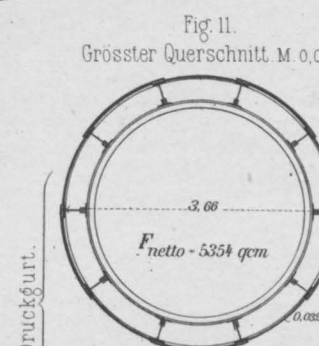
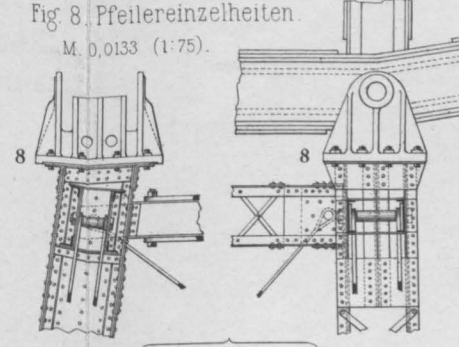
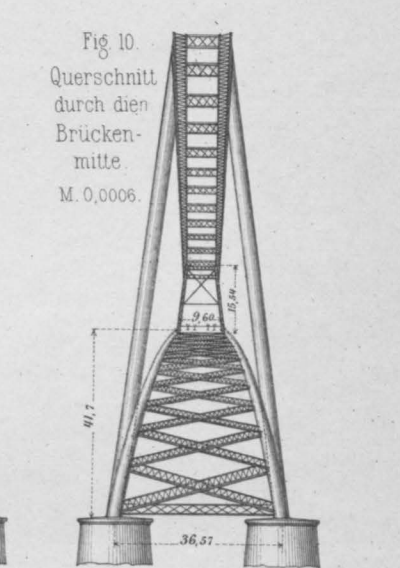
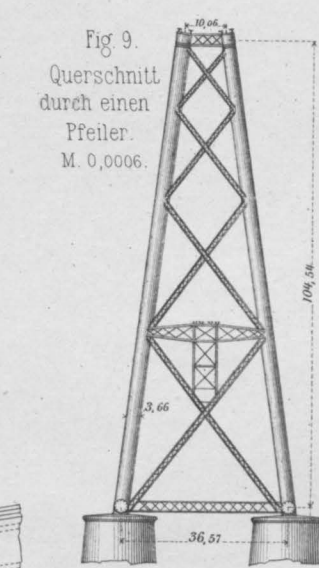
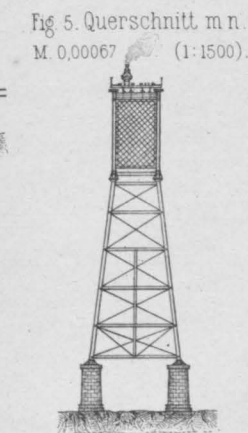
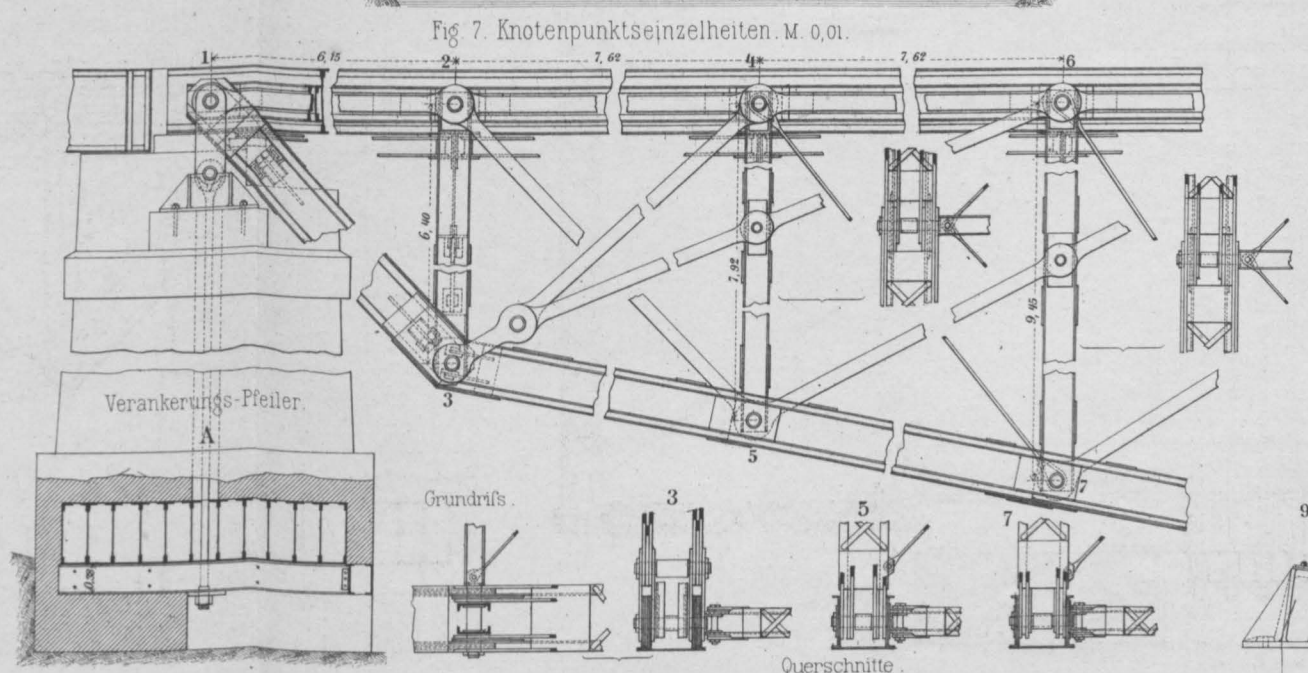
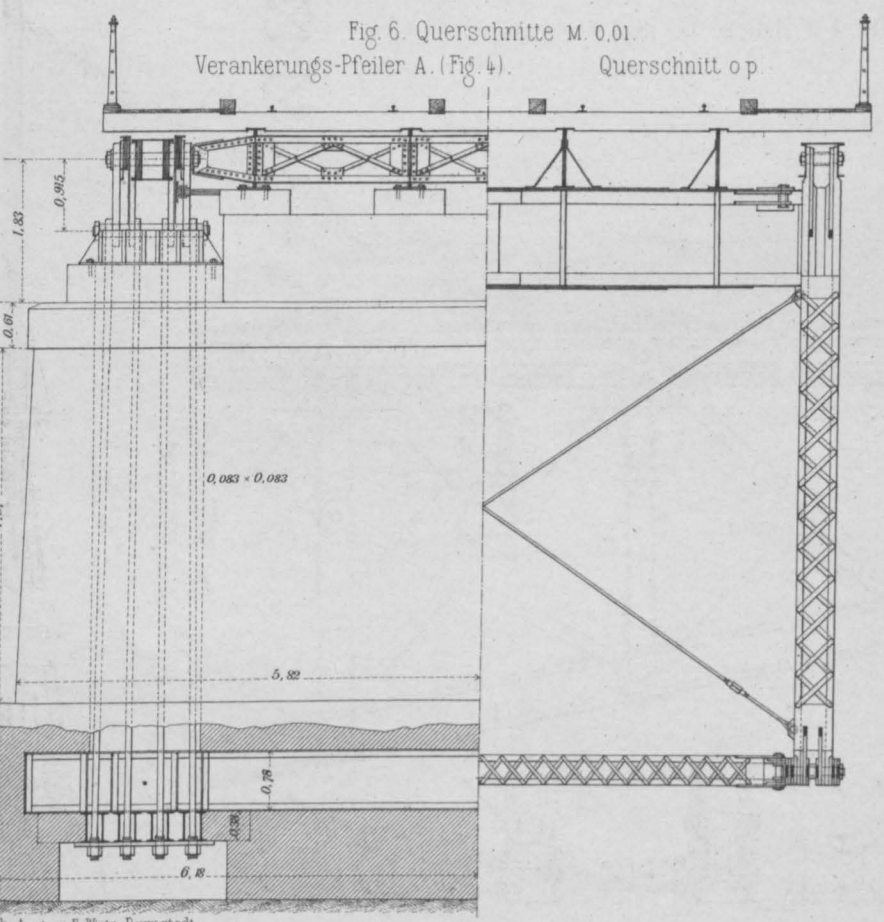
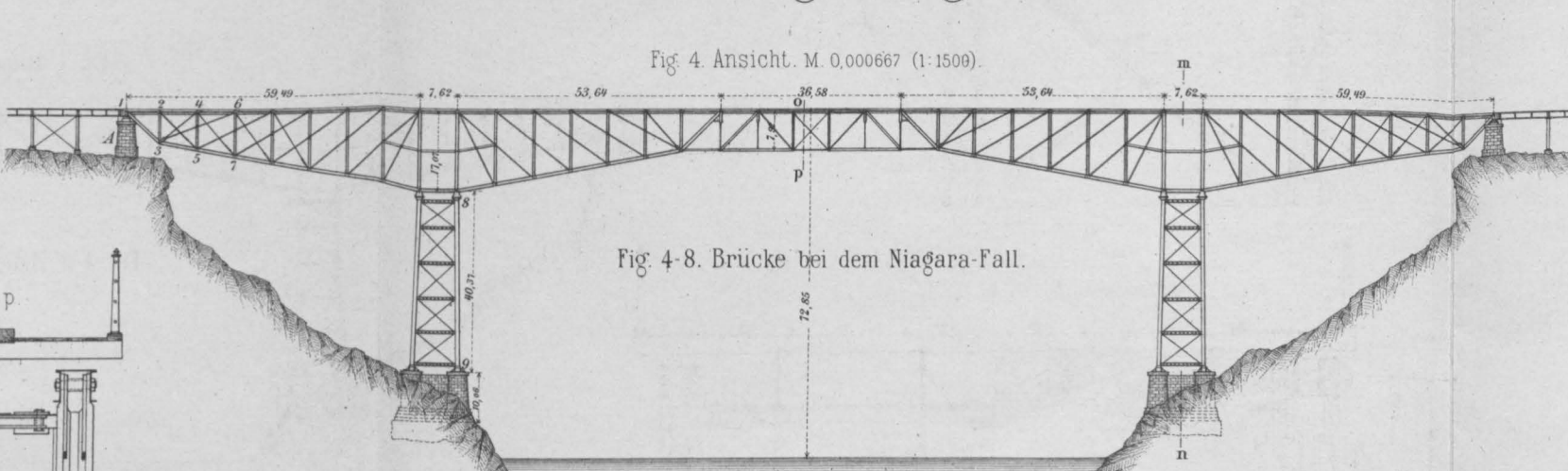
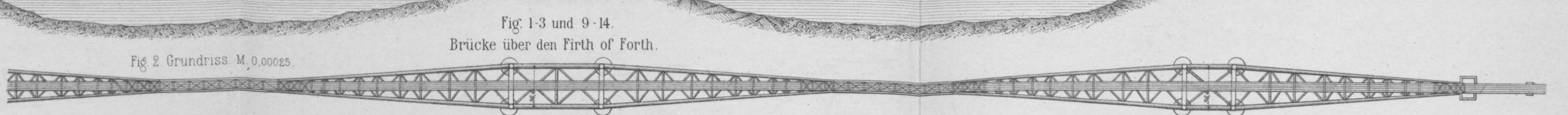
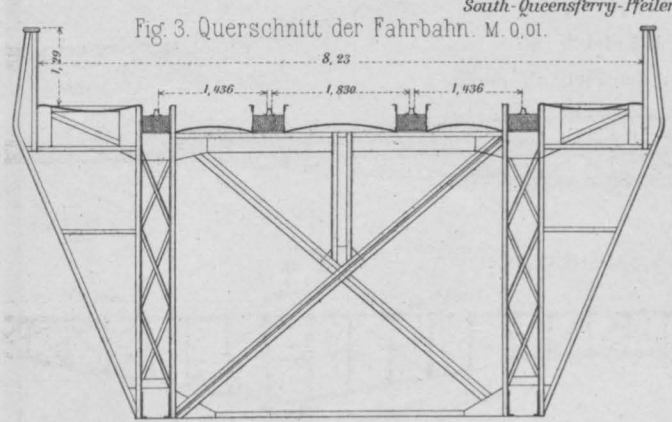
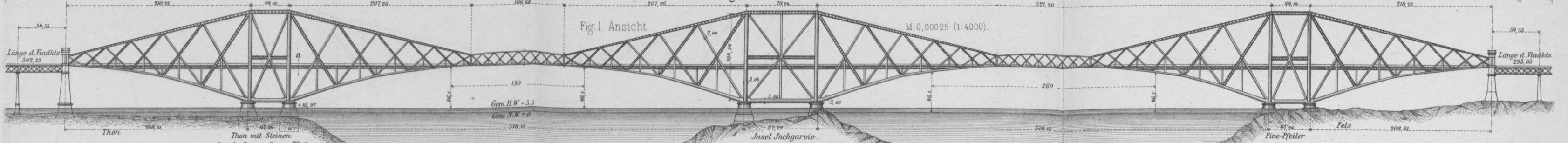


Fig. 1-7. Gerüstbrücken der Cincinnati-Südbahn.

Fig.1. Ansicht. M.1:300.

Fig. 2. Querschnitt.

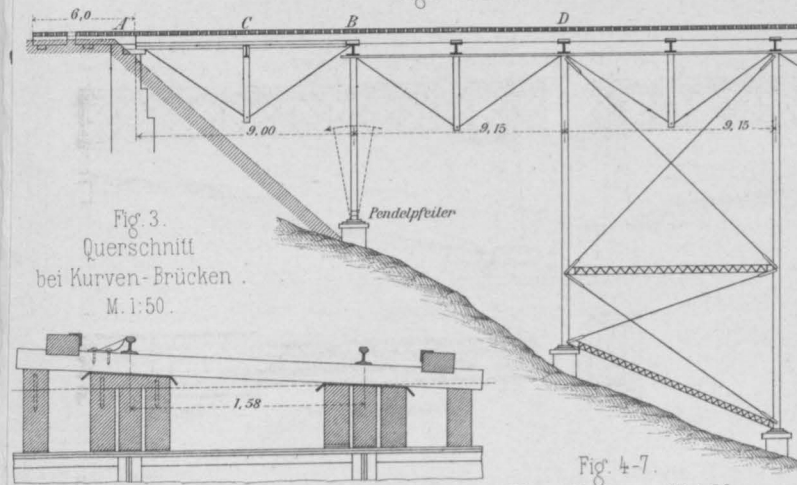


Fig. 3.
Querschnitt
bei Kurven-Brücken.
M. 1:50.

Fig. 4-7.
Einzelheiten. M. 1:30.

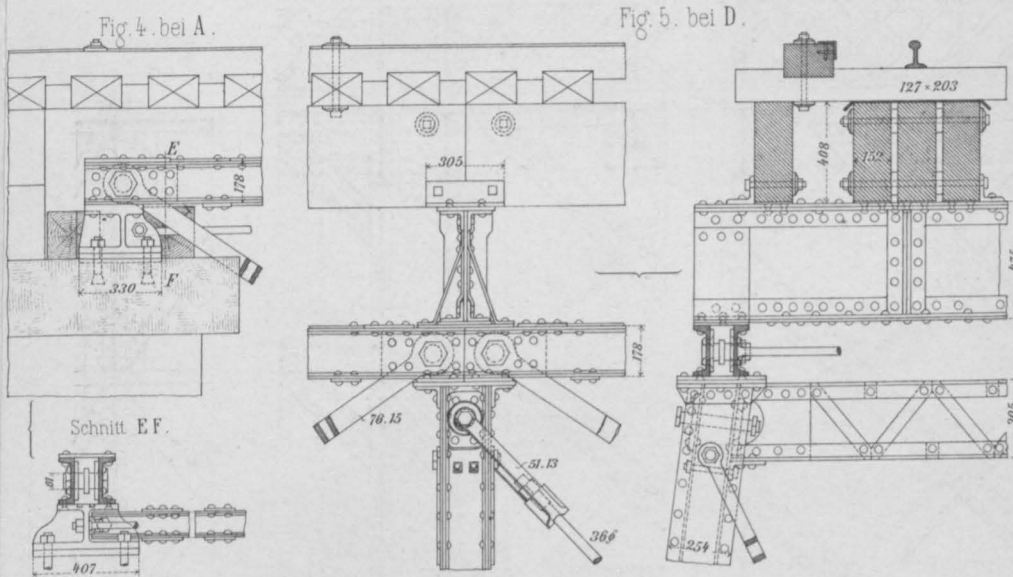
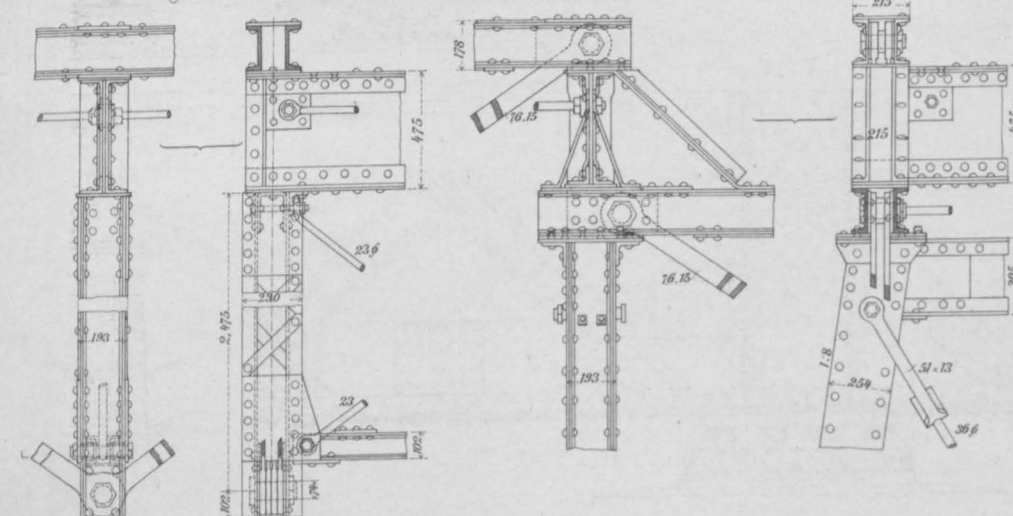


Fig. 6. bei C.



Lith. Anst. v. F. Wirtz, Darmstadt.

Fig. 8-16. Viadukt des Thals Saint Leger. (Bahn Versailles-Poissy).
Fig. 8. Ansicht. M. 1:1000.

Fig. 8. Ansicht. M. 1:1000.

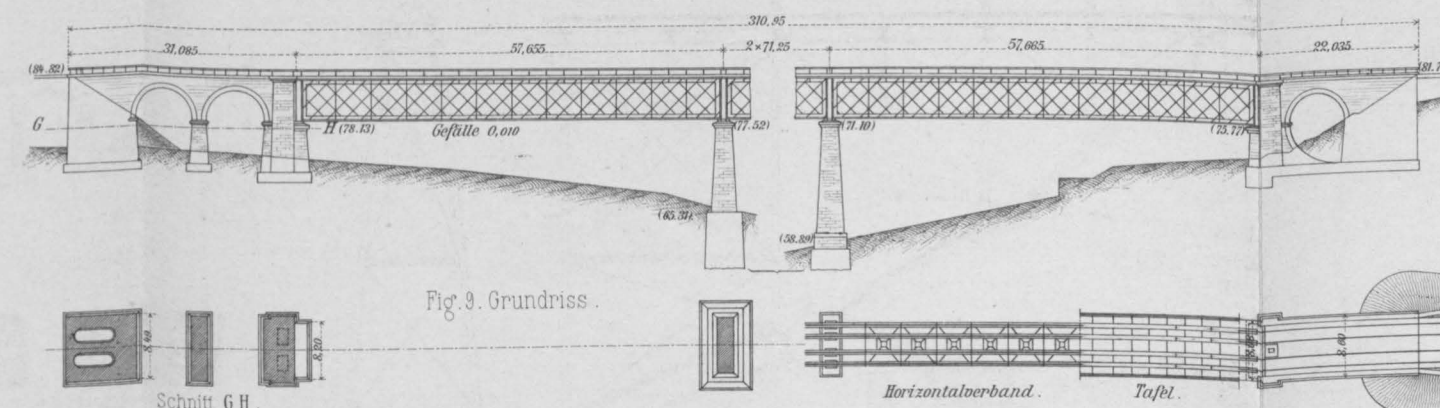


Fig. 9. Grundriss.

Fig.10. Ansicht. M.1:80.

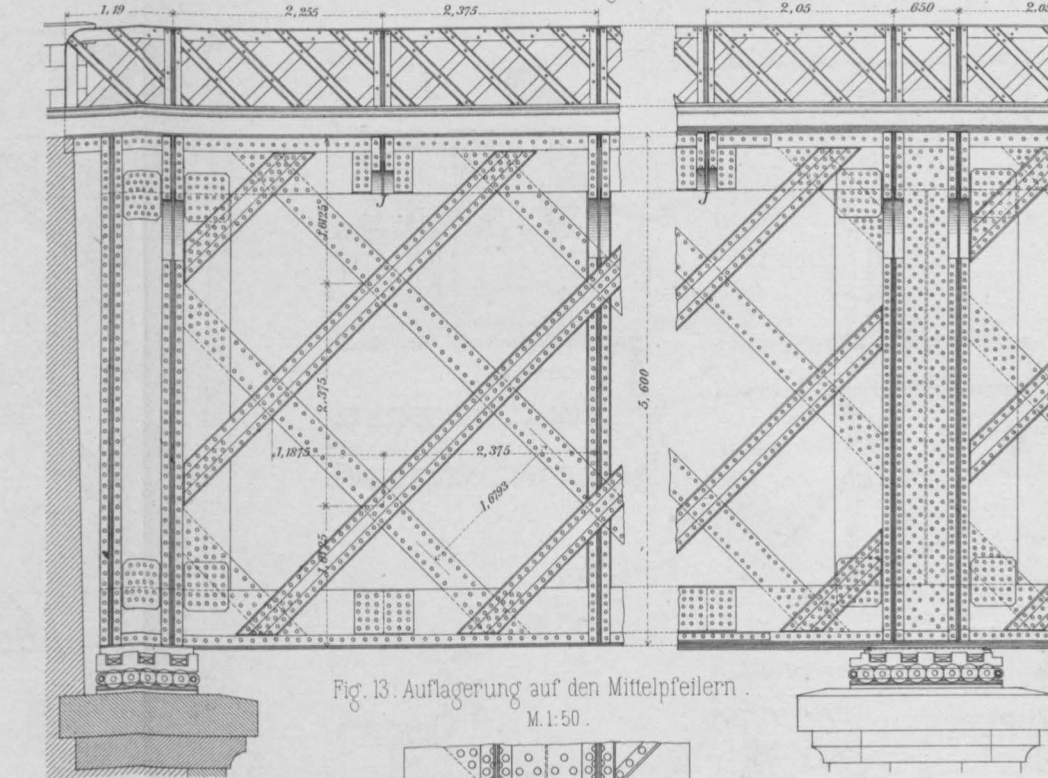


Fig. 13. Auflagerung auf den Mittelpfeilern.
M. 1:50.

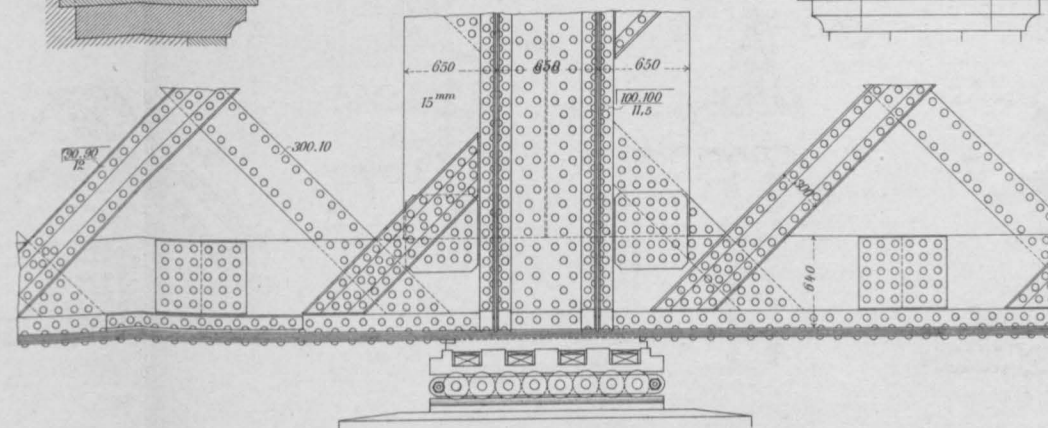


Fig. 11. Querschnitt (halb).

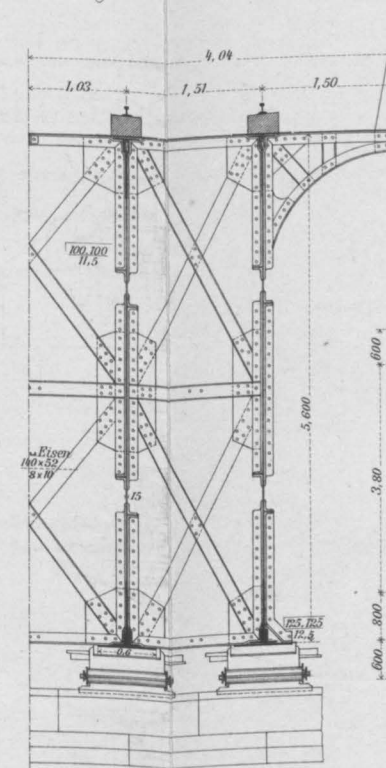


Fig. 17. Längsschnitt
eines Endpfeilers. M. 1:400.

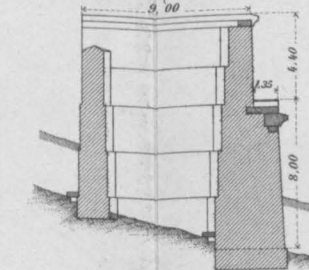


Fig. 14. Linkseitiger Endpfeiler. M. 1:500.
Längsschnitt.

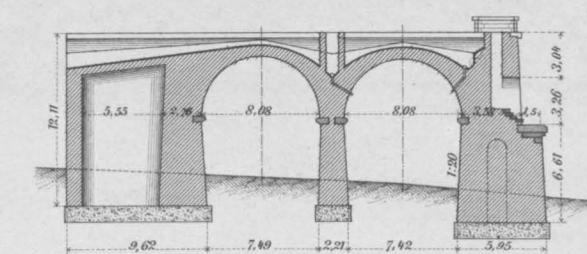


Fig. 15. Rechtsseitiger Endpfeiler.
Längsschnitt.

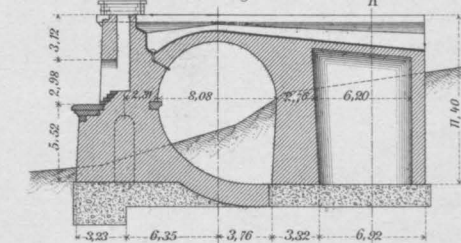


Fig.12. Kleine Konsole J (Fig.10).
M.1:80.

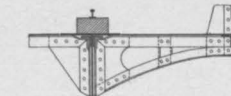


Fig. 17-19. Viadukt
de la Combe Maran.
(Stützweite 38,81 m
Kurve 400 m R.).

Fig. 18. Oberer Teil eines Endpfeilers. M. 1:80.

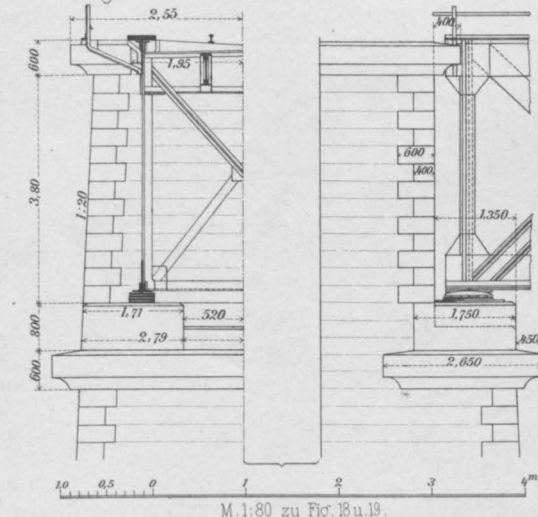
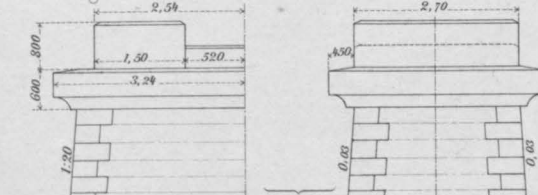
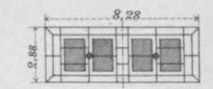


Fig. 19. Oberer Teil eines Mittelpfeilers. M. 1:80.

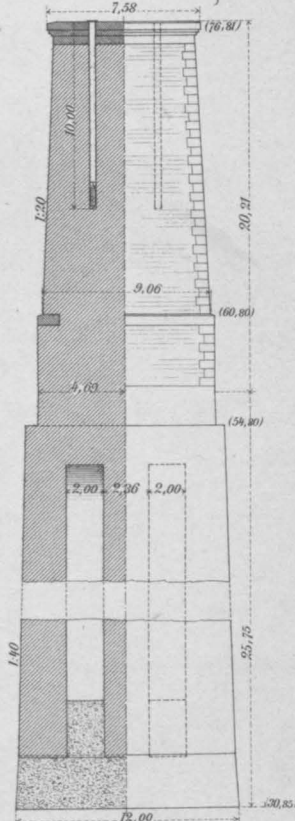


(Höhe der Mittelpfeiler von Sockeloberkante
Deckplatten-Unterseite - 36,60 m).

Fig.16. Mittelpfeiler. M.1:400.
Grundriss.



Vertikalschnitt. Ansicht.



Lager eiserner Balkenbrücken.

Fig. 1^a-1^c. Hessische Ludwigsbahn.

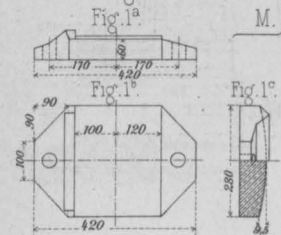


Fig. 2^a-2^c.

Preussische Ostbahn.

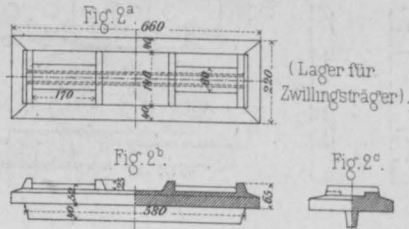


Fig. 3^a u. 3^b. Hannoversche Eisenbahn.

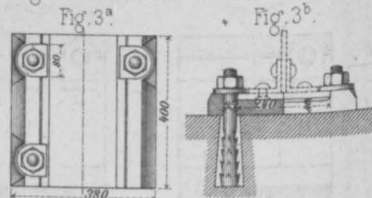


Fig. 4^a-4^c. Eisenbahn Dittersbach-Glatz.

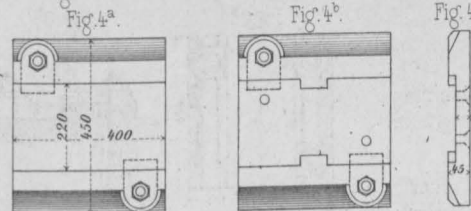


Fig. 5^a u. 5^b. Brücke über die Donau bei Krems.

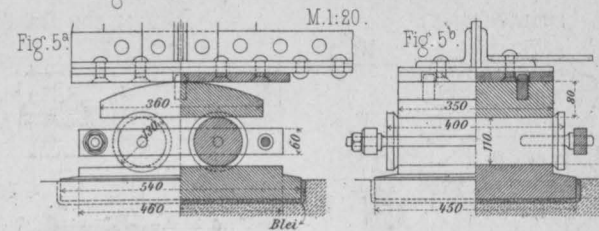


Fig. 6^a u. 6^b. Normale der Oesterr. General-Inspektion M. 1:20.

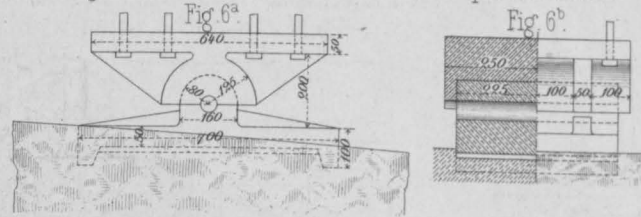


Fig. 7^a u. 7^b. Viadukt im Trenkelbachthale der Fischbachbahn.

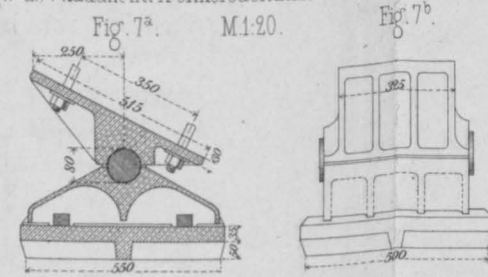


Fig. 8^a u. 8^b. Donau-Brücke bei Maria-Ort. M. 1:40.

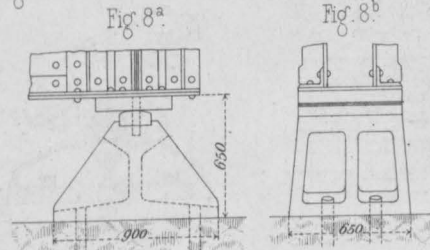


Fig. 9^a-9^d.

Brücke der Halle-Sorau-Gubenener Bahn bei Delitzsch.

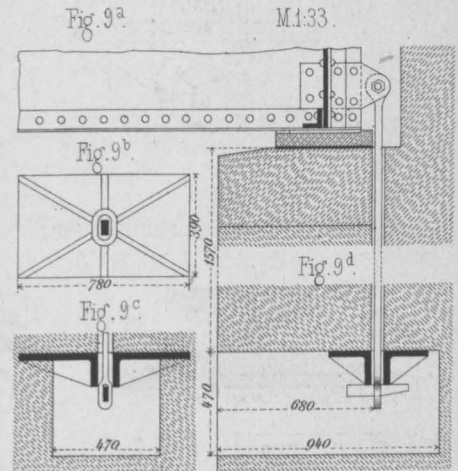


Fig. 10^a-10^c. Lager über dem Mittelpfeiler der Elbbrücke in Tetschen.

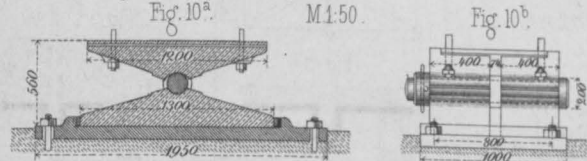


Fig. 11^a u. 11^b. Wien-Pottendorf Bahn. M. 1:20.

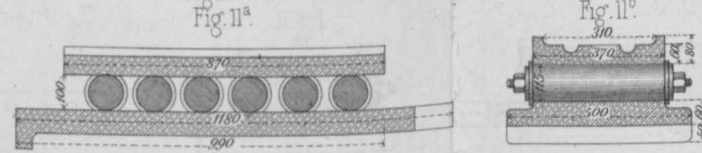


Fig. 11^c. Oesterr. Südbahn.

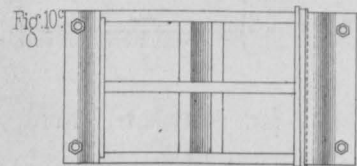
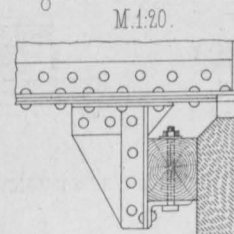


Fig. 16. Pariser Gürtelbahn. M. 1:25.

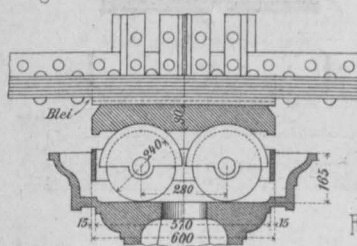


Fig. 12. Ohio-Brücke der Cincinnati-Southernbahn.

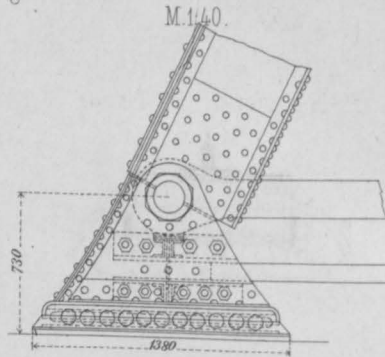


Fig. 13^a-13^b. Brücke über den East River. M. 1:25.

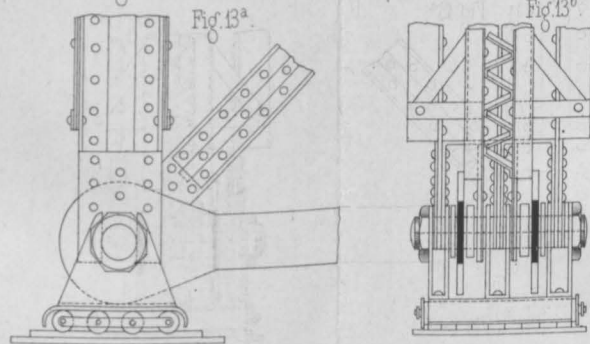


Fig. 14. Brücke über den Tamaro.

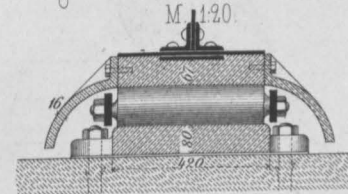


Fig. 15. Kocher-Viadukt bei Tullau.

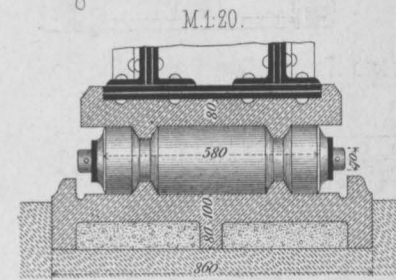


Fig. 17^a u. 17^b. Brücke über die Elbe bei Hohnstorf. M. 1:40.

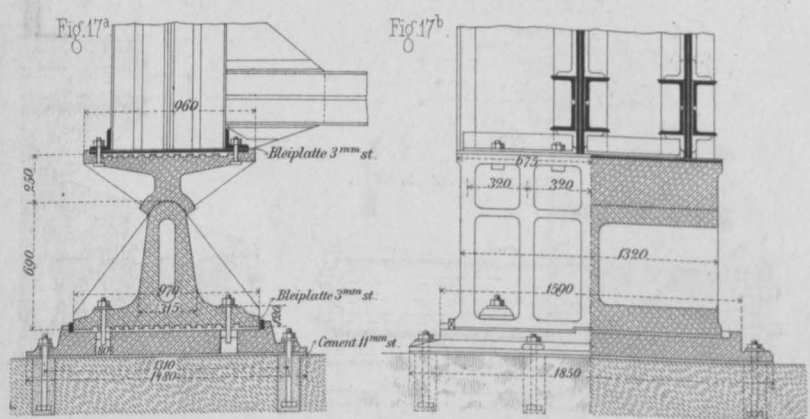


Fig. 18^a u. 18^b. Weserbrücke der Westfälischen Eisenbahn bei Wehrden.

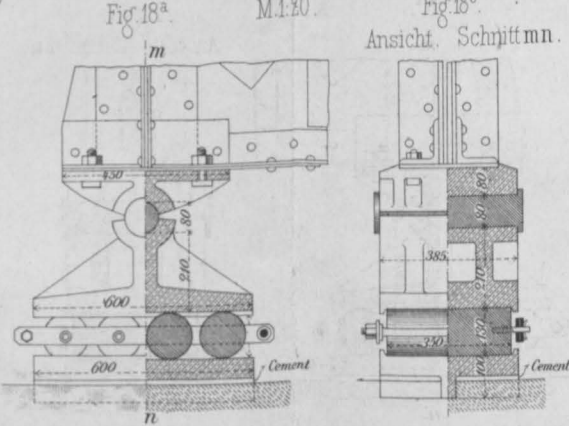


Fig. 19^a u. 19^b. Moselbrücke bei Bullay. M. 1:20.

